

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

# Mémoire de fin d'études

*En vue de l'obtention du diplôme de MASTER en Génie Civil*

Option : Construction Civile et Industrielle.

## THEME

*Etude d'une tour a usage d'habitation, bureau et commercial en contreventement mixte  
(Application du logiciel «ETABS»).*

*Etudié par :*

*Mr DEMRI Boualem*

*Mr TAIATI Mourad*

*Encadré par :*

*M<sup>me</sup> BELAIDI*

*Promotion 2011 /2012*

# Sommaire

## **Introduction générale.**

### **Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.**

<b>I.1. Localisation de projet .....</b>	<b>1</b>
<b>I.2. Description général de l'ouvrage .....</b>	<b>2</b>
<b>I.3. Liste des documents disponible .....</b>	<b>4</b>

### **Chapitre II : Caractéristiques des matériaux**

<b>II.1. Le béton.....</b>	<b>5</b>
<b>II.2. L'acier.....</b>	<b>7</b>

### **Chapitre III : Pré dimensionnement.**

#### **III.1. Charge est surcharges**

<b>III.a. Charges d'exploitations .....</b>	<b>9</b>
<b>III.b.Charges permanentes.....</b>	<b>10</b>
<b>III.2. Pré dimensionnement des éléments :.....</b>	<b>13</b>
<b>III.2.1 Les planchers .....</b>	<b>13</b>
<b>III. 2.2 Dalle pleine.....</b>	<b>14</b>
<b>III.2.3 Les poutres .....</b>	<b>15</b>
<b>III.2.4 Les poteaux .....</b>	<b>16</b>
<b>III.2.5 Les Balcons .....</b>	<b>22</b>
<b>III.2.6 Les voiles .....</b>	<b>22</b>

### **Chapitre IV : Calcul des éléments secondaires .**

<b>IV. Introduction.....</b>	<b>25</b>
<b>IV.1 Calcul du plancher.....</b>	<b>25</b>
<b>IV.2. Calcul de l'acrotère .....</b>	<b>39</b>
<b>IV.3. Calcul du balcon.....</b>	<b>48</b>
<b>IV.4. Calcul des escaliers .....</b>	<b>54</b>
<b>IV.5. Sale machine.....</b>	<b>116</b>

## ***Chapitre V : présentation de logiciel.***

<b><i>V.1.Description d'ETABS .....</i></b>	<b><i>123</i></b>
<b><i>V.2.Outils de modélisation d'ETABS .....</i></b>	<b><i>124</i></b>

## ***Chapitre VI : Fichiers Résultats.***

<b><i>VI. Introduction .....</i></b>	<b><i>127</i></b>
<b><i>VI.1. Choix de la méthode .....</i></b>	<b><i>127</i></b>
<b><i>VI.2. Méthode d'analyse modale spectrale .....</i></b>	<b><i>127</i></b>
<b><i>VI.6. Méthode statique équivalente .....</i></b>	<b><i>141</i></b>
<b><i>VI.7. Les efforts internes dans les éléments :.....</i></b>	<b><i>148</i></b>
<b><i>VI.7.1.Dans les poutres .....</i></b>	<b><i>146</i></b>
<b><i>VI.7.2. Dans les poteaux .....</i></b>	<b><i>150</i></b>
<b><i>VI.7.3. Dans les voiles .....</i></b>	<b><i>151</i></b>

## ***Chapitre VII : Ferrailage des éléments.***

<b><i>VII .1. Ferrailage des poutres .....</i></b>	<b><i>152</i></b>
<b><i>VII.2. Ferrailage des poteaux .....</i></b>	<b><i>166</i></b>
<b><i>VII.3. Ferrailage des voiles .....</i></b>	<b><i>183</i></b>

## ***Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure.***

<b><i>VIII.1. Introduction.....</i></b>	<b><i>191</i></b>
<b><i>VIII.2. Etude de sol .....</i></b>	<b><i>191</i></b>
<b><i>VIII.3. Choix de la fondation .....</i></b>	<b><i>191</i></b>
<b><i>VIII.4. Etude du radier général nervuré .....</i></b>	<b><i>196</i></b>
<b><i>VIII. 5. Ferrailage du radier.....</i></b>	<b><i>203</i></b>

<b><i>Conclusion.....</i></b>	<b><i>216.</i></b>
-------------------------------	--------------------

# Introduction générale

Le développement démographique fulgurant que connaît notre air l'accentuation du phénomène de migration des populations rurales vers les milieux citadin en quête de vie meilleure ainsi que les exigences imposées par les règlements d'urbanisation et la volonté grandissante de vouloir protéger les terrains agricoles ont fait de l'habitat vertical une solution incontournable pour remédier aux problèmes de la demande pressante en matière de logement.

Ce type d'ouvrage présente plusieurs avantages socioéconomiques, or sa grande flexibilité en matière d'usage ainsi que la souplesse et la rapidité qu'il présente au niveau de sa conception et réalisation font de lui un choix très prisé et énormément proposé par les professionnels de ce secteur.

Cependant, le challenge à relever reste toujours de sortir du style de conception classique et de proposer des ouvrages qui présentent des particularités diverses telles que des irrégularités géométriques, des éléments porteurs plus diversifiés et plus fiables et c'est dans cette optique que s'inscrit notre projet qui portera sur l'étude d'une tour multifonctionnelle R+13 munie d'un sous-sol.

### I-1- Localisation de projet:

Notre projet consiste à étudier d'une tour (R+13+S/sol) à usage multiple (habitation, bureau et commercial), comportant (3) blocs (A), (B), et (C). Sa durée de réalisation est estimée à 18 mois, le bloc (B) de forme irrégulière en plan, en ossature mixte (poteaux, poutres et voiles) avec une terrasse inaccessible, l'ouvrage sera implanté à « AIN ABDELLAH » wilaya de Boumerdes classée selon le (RPA.2003) comme étant une zone de sismicité élevée (zone III).

Le projet est délimité du côté nord par des constructions résidentielles de (YSREF), du côté est par une route nationale, du côté sud par un rond point et du côté ouest par une ligne de chemin de fer.

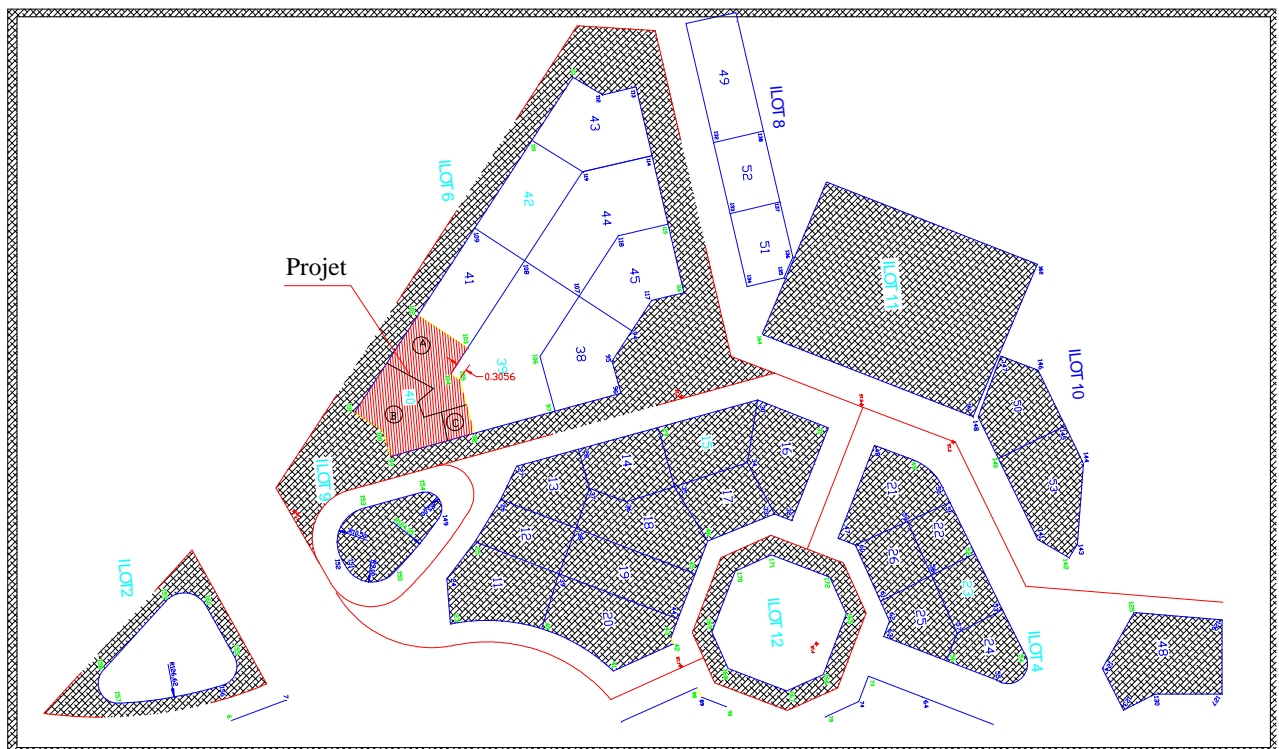


Figure 1 : Futur emplacement géographique de l'ouvrage.

## I- 2- Descriptions générales de l'ouvrage :

### L'ouvrage comporte :

- Un 01 sous sol. réservé au parking.
- Le RDC et le 1<sup>er</sup> étage destinés pour les locaux (boutiques).
- Le 2<sup>er</sup> étage destiné pour les bureaux.
- 11 étages courants sont à usage d'habitation comportant deux types de logements F<sub>4</sub>.
- 03 cages d'escalier.
- 03 ascenseurs.
- Terrasse inaccessible.

### Eléments de l'ouvrage :

#### a) Maçonnerie :

##### ✓ Murs extérieurs :

Ils sont constitués d'une double cloison en briques creuses de 10 cm séparés par une l'âme d'aire de 5cm.

##### ✓ Murs intérieurs :

Ils sont constitués d'une seule cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

#### b) Revêtement :

Ils sont constitués de :

- ◆ Carrelages pour les planchers.
- ◆ Enduits en plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.
- ◆ Enduits en ciment pour les murs extérieurs.
- ◆ Céramique pour les salles d'eau.

#### c) Planchers :

Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression, (16 + 4) reposant sur des poutrelles préfabriquées.

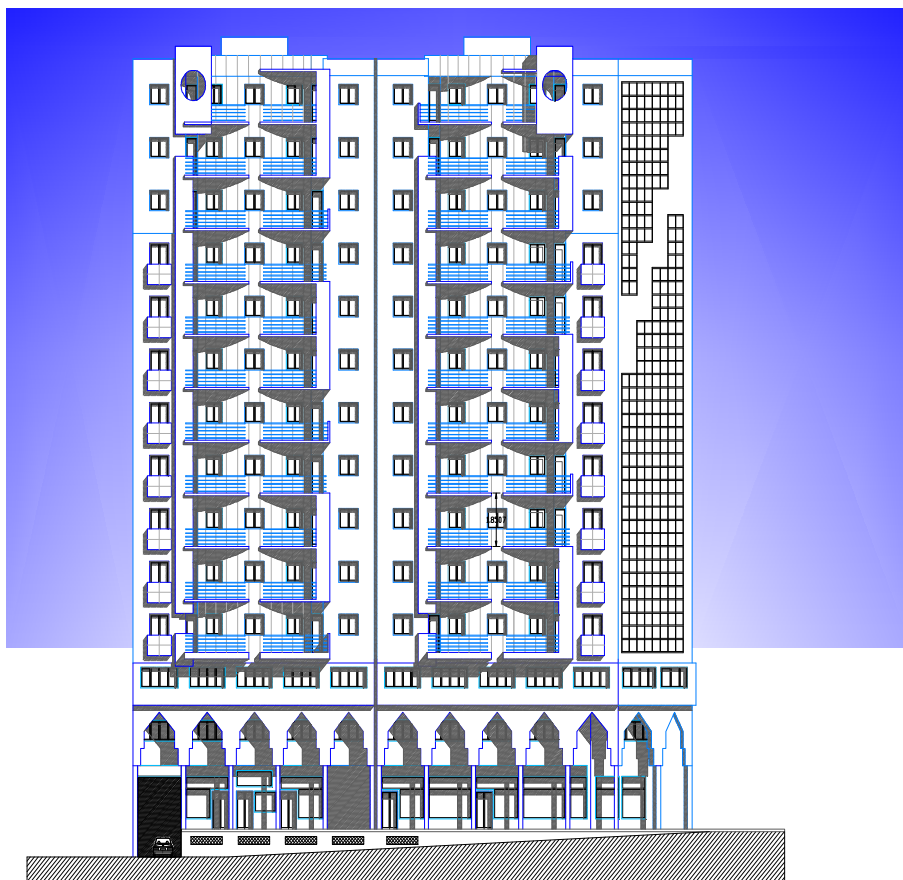
#### d) Escaliers :

Ils sont constitués de paliers et paillasse en béton armé coulés sur place.

**e) Acrotère :**

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 40 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

Le système de contreventement est composé de quatre murs porteurs (dont deux pignons) et de portiques auto-stable. La disposition des murs en béton armé a été introduite et ceci afin que la structure résiste aux forces aérodynamiques ainsi qu'aux forces d'origine sismique. Enfin, l'infrastructure de cet ouvrage est réalisée en radier générale nervurée.



**Figure 2 : Façade principale de l'ouvrage.**

Cet ouvrage comprend 3 ascenseurs (20 personnes, 150m/min) qui relient les sous-sols au rez-de-chaussée et celui-ci des différents étages jusqu'à la terrasse. D'autres caractéristiques de cet édifice sont données dans le tableau ci dessous.

**Caractéristiques de l'ouvrage**

Surface offerte au projet (bloc B)	462,05	m <sup>2</sup>
largueur (bloc B)	20,08	m
Longueur (bloc B)	26,18	m
Hauteur totale (bloc B)	46,92	m
Nombre d'étage au-dessus du sol	14	
Emprise au sol (bloc B)	462,05	m <sup>2</sup>
Surface de stationnement (bloc B)	328,94	m <sup>2</sup>

**.Données dimensionnelles et environnementales de l'ouvrage.**

## II- Caractéristiques mécaniques :

### II-1) le Béton :

Le béton est un mélange de ciment, de sable, de granulats et d'eau et d'adj, qui urcit dans l'air, il est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage du ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge de béton. Pour un béton armé en considère  $\rho = 2500KN / m^3$ .

#### a) Résistance caractéristique du béton à la compression :

La valeur caractéristique de la résistance du béton à la compression à l'âge de 28 jours (ou plus) est déterminé à partir des essais de compressions des éprouvettes normalisées dont le diamètre est la moitié de la hauteur (16/32).

Nous prenons  $f_{c28} = 25MPa$

La résistance du béton en compression avant 28 jours est de :

$$f_{cj} = 0,685 \cdot f_{c28} \cdot \log(j+1) \quad \text{B A E L 91.}$$

#### b) Résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction est définie selon le (B A E L 91 article A-2-1-1-2) par la relation :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 2,1MPa$$

#### c) Module de déformation longitudinale du béton : B A E L 91 article A-2-1-2.

- Le module de déformations instantanées est défini par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164,19MPa$$

- Le module de déformations différés :  $E_{ij} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818,86MPa$

#### d) Module de déformation transversale :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{B A E L 91 article A-2-1-13})$$

E : module de Young.

$\nu$  : Coefficients de poisson  $\begin{cases} 0,2 \dots \dots \dots \hat{a} & L'E L S \\ 0 \dots \dots \hat{a} & L'E L U \end{cases}$

#### e) Contrainte limite ultime de résistance à la compression :

$$f_{bu} = 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,15} = 14,20MPa. \quad (\text{B A E L 91 article 4-3-41})$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité il est égale à :  $\gamma_b = \begin{cases} 1,15 & \text{en situation accidentelle.} \\ 1,5 & \text{en situation durable.} \end{cases}$

$\theta$  : Coefficient donné en fonction de la durée d'application (t) des charges.

$$\theta = \begin{cases} 1 & t > 24 \text{ heure.} \\ 0,9 & 1 \text{ heure} < t < 24 \text{ heures.} \\ 0,85 & t < 1 \text{ heure.} \end{cases}$$

f) **Contrainte limite de service** : B A E L 91 Art.4.5.2.

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

j) **Contrainte tangentielle** : B A E L 91 Art 5.1.1.

Elle est donnée par la formule suivante :  $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \overline{\tau}_u$

( $\overline{\tau}_u$ ) dépend de la nature de fissuration : (BAEL91 Art III.2.1)

- fissuration peu préjudiciable :  $\tau_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ MPa.}$

- fissuration préjudiciable et très préjudiciable :  $\tau_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa}\right) = 2,50 \text{ Mpa.}$

h) **Diagramme contrainte - déformation du béton** :

Diagramme parabole – rectangle.

**Phase 1[OA]** :

Les déformations sont réversibles, le béton a un comportement élastique.

La loi de Hooke s'applique :

$$\sigma_{ij} = E_{ij} \times \epsilon_{ij}$$

**Phase 2[AB]** :

Les déformations augmentent plus vite que les contraintes jusqu'à la rupture.

Les déformations sont irréversibles, le béton a un comportement plastique.

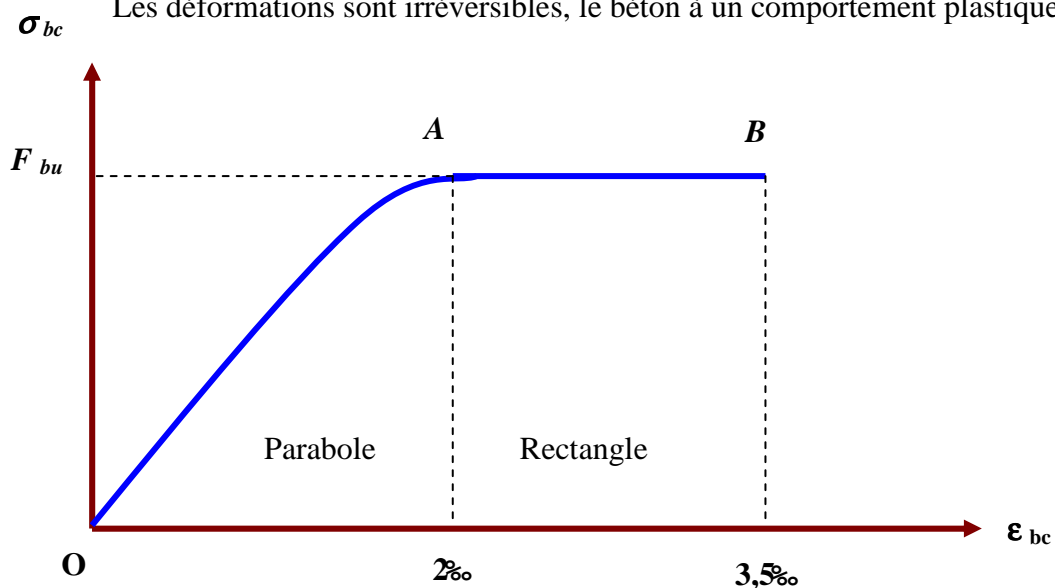


Figure 3 : **Diagramme contrainte – déformation à ELU**

**II-2) Aciers :**

Pour le ferrailage nous utiliserons :

- des aciers à haute adhérence de type FeE40 avec  $f_e = 400\text{MPa}$ .
- des treillis soudés TLE 520 ( $\phi < 6\text{mm}$ ) avec  $f_e = 520\text{MPa}$ .

**a) Module d'élasticité de l'acier ( $E_s$ ) :**

Sa valeur est donnée par le B A E L 91 Art A.2.2, 1 :

$E_s = 200\,000\text{MPa}$  quelle que soit la nuance des aciers utilisés.

**b) Contrainte limite des aciers :****1- Etat limite ultime (ELU) :**

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{B A E L 91 article 4-5-3})$$

$f_e$  : Limite d'élasticité d'acier.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier.  $\gamma_s = \begin{cases} 1,15 \Rightarrow \text{situation durable.} \\ 1,00 \Rightarrow \text{situation accidentelle.} \end{cases}$

Dans notre projet on a :

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{Mpa}$$

**2- L'état limite de service (ELS) :**

- Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right\} = 202\text{Mpa}$ .
- Fissuration très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{1}{2}f_e, 90\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right\} = 165\text{Mpa}$ .
- Fissuration peu préjudiciable: aucune limitation de contrainte

- Coefficient de fissuration « $\eta$ » :

On appelle aussi coefficient de sécurité.

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour les ronds lisses et les files tréfilés lisse en treillis soudé.} \\ 1,3 & \text{pour les files HA } \phi < 6\text{mm.} \\ 1,6 & \text{pour les barres HA et les files HA } \phi \geq 6\text{mm.} \end{cases}$$

d) Etat limite de service vis-à-vis de la durabilité de la structure :

Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de compression du béton et un état limite d'ouverture des fissures.

e) Diagramme « contraintes – déformations » de l'acier :

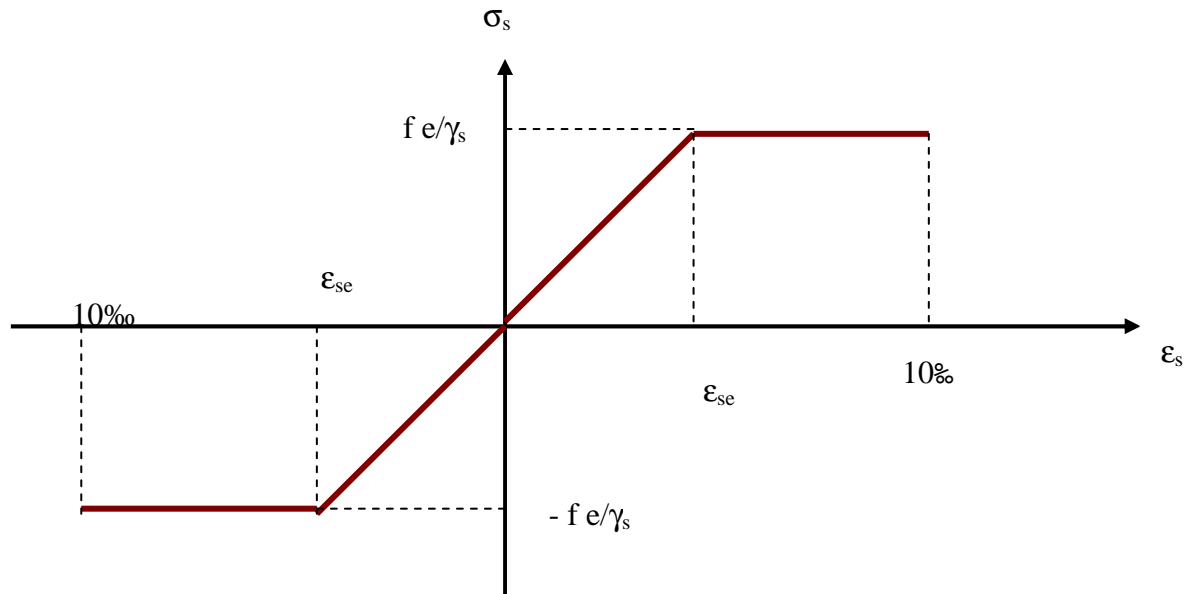


Figure 4 : **Diagramme « contrainte – déformation » de l'acier**

f) protection des armatures : (BAEL 91 Art.7-2 4)

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 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.

**III- Données Technique :**

Afin de pré dimensionner les éléments (acrotère, planchers, poteaux,...) on doit d'abord déterminer le chargement à la réglementation.

**III- Hypothèse de base :**

<b>Règlement de calcul</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• RPA 99/ version 2003</li> <li>• BAEL 91 modifié 99</li> <li>• CBA 93</li> </ul>

**III-1- Evaluation des charges et des surcharges :****III.a/ Charges d'exploitations :**

<b>Nature des locaux</b>	<b>Valeurs (KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Plancher terrasse inaccessible</b>	1
<b>Plancher courant à usage d'habitation</b>	1.5
<b>Plancher à usages locaux (boutiques)</b>	5
<b>Plancher à usages bureaux</b>	2.5
<b>Escalier</b>	2.5
<b>Acrotère</b>	0.6
<b>Balcon</b>	3.5

III.b/ Charges permanentes :

➤ Plancher terrasse (inaccessible) :

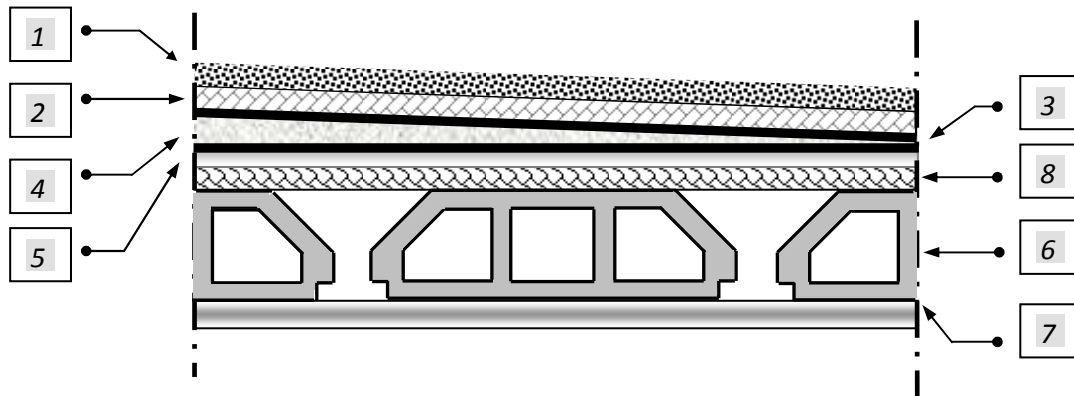


Figure 4 : **Constituant d'un plancher terrasse**

Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	5	20	1
Multicouche d'étanchéité	2	6	0.12
Papier kraft	2 feuilles	/	0.5
Isolation thermique	4	4	0.16
Plancher corps creux	20	/	2.80
Enduit en plâtre	2	10	0.2
Forme de pente	40	44	1.76

<b>TOTAL</b>	<b>= 6.54KN/ml</b>
--------------	--------------------

## ➤ Plancher étage courant :

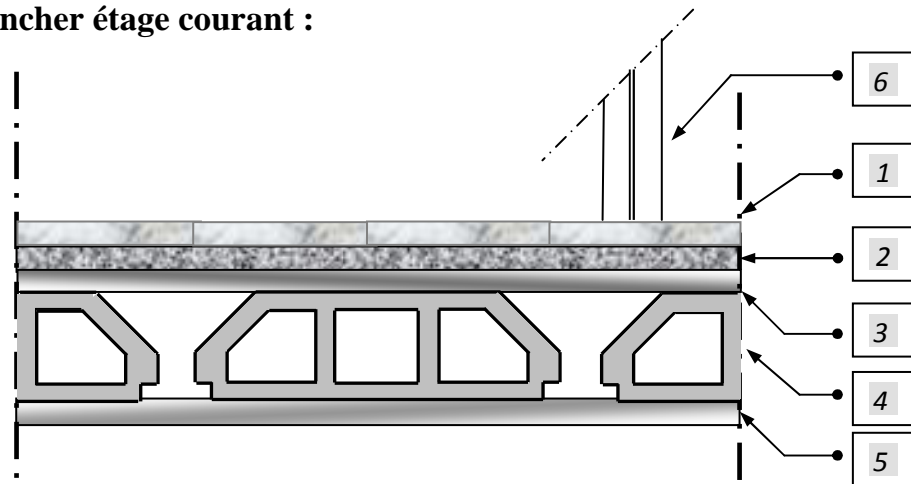


Figure 5 : Constituant d'un plancher courant

Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2	20	0.4
Chape en mortier de ciment	2	20	0.4
Lit de sable	3	18	0.54
Plancher corps creux (16+4)	20	/	2.80
Enduit en plâtre	2	10	0.2
Cloison de séparation	10	/	0.9
<b>TOTAL</b>			<b>= 5.24KN/ml</b>

## ➤ Balcon :

Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en Carrelage	2	22	0.44
Chape de mortier	2	20	0.4
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle en B A	16	25	4.00
Enduit en ciment	1	18	0.18
<b>TOTAL</b>			<b>= 5.38 KN/ml</b>

## ➤ Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses) :

Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit extérieur en ciment	2	20	0.40
Briques creuses extérieur	10	/	1.30
Lame d'air	5	0	0
Briques creuses intérieur	10	/	0.90
Enduits en plâtre	2	10	0.20
<b>TOTAL</b>			<b>= 2.80KN/ml</b>

## ➤ Murs intérieurs :

Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Briques creuses	10	/	0.90
Enduits extérieur et intérieur en plâtre	2	20	0.40
<b>TOTAL</b>			<b>=1.30 KN/ml</b>

## ➤ Dalle pleine :

Désignation des éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en Carrelage	2	20	0.40
Chape de mortier	2	22	0.44
Lit de sable	3	12	0.36
Dalle pleine	16	25	4.00
Enduit en ciment	2	9	0.18
Cloisons légères.	10	/	0.90
<b>TOTAL</b>			<b>= 6.28 KN/ml</b>

### III-2- Pré dimensionnement des éléments :

Avant de procéder à la descente de charge permettant le dimensionnement des fondations qui sont les premiers éléments construits, il convient de dimensionner les étages dans l'ordre décroissant en partant du sommet du bâtiment :

- Les dalles et planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux et les voiles.
- Les balcons et les escaliers.

#### III-2- 1-Planchers :

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée par un treillis soudé reposant sur des poutrelles en béton armé placées suivant le sens de la plus petite portée La hauteur du plancher est déterminée par la relation suivante : (CBA Art B-6-8-4-2-4)

$$h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

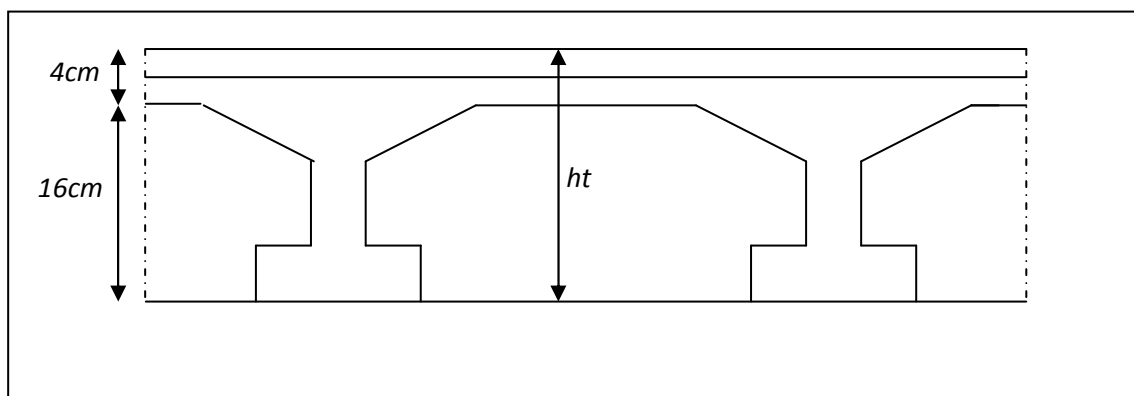
$h_t$  : hauteur totale du plancher.

$L$  : portée libre maximale de la plus grande dans le sens des poutrelles.

$$h_t \geq \frac{3,25}{22,5} = 14,44 \text{ cm}$$

Soit:  $h_t = 20 \text{ cm}$

On prend un plancher (16+4) cm, pour tous les niveaux.



### III.2.2 Dalles pleines :

Le choix de l'épaisseur de la dalle dépend des conditions suivantes :

#### A)- Résistance au feu : (Guide d'isolation thermique)

$e = 7 \text{ cm}$ .....1 heurs coupe feu.

$e = 11 \text{ cm}$ .....2 heurs coupe feu.

$e = 17,5 \text{ cm}$ .....4 heurs coupe feu.

#### B)- Résistance à la flexion : (Belazougui) :

-Dalle repose sur 2 appuis..... $L / 35$  et  $L / 30$ .

-Dalle repose sur 3 ou 4 appuis..... $L / 50$  et  $L / 40$ .

$L$  : le petit porté du panneau le plus sollicité.

Notre dalle repose sur 4 appuis :

$$\frac{180}{50} \leq e \leq \frac{180}{40} \quad \rightarrow \quad 3,6\text{cm} \leq e \leq 4,5\text{cm}.$$

#### C)- Condition de flèche :

La plus grande travée a une portée de  $L = 365 \text{ cm}$ .

La flèche est conditionnée par la formule suivante :

$$L / 25 \leq e \leq L / 20.$$

$$365 / 25 \leq e \leq 365 / 20 \quad \rightarrow \quad 14,6\text{cm} \leq e \leq 18,25 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \mathbf{e = 16 \text{ cm}}.$$

Donc on adopte une dalle pleine avec:  $\mathbf{e = 16 \text{ cm}}$ .

## III-2-3- Pré dimensionnement des poutres :

Règle	Formule	Poutre transversale	Poutre longitudinale
		$L_{\max} = 3.25$	$L_{\max} = 4.94$
BAEL 99	$L_{\max}/15 < h < L_{\max}/10$	$h = 30 \text{ cm}$	$h = 35 \text{ cm}$
	<u>Largeur</u> $0.3h \leq b \leq 0.7h$	$b = 20 \text{ cm}$	$b = 20 \text{ cm}$
RPA99/V2003	<u>La vérification</u>		
	$h \geq 30 \text{ cm}$	Ok	Ok
	$b \geq 20 \text{ cm}$	Ok	Ok
	$h/b \leq 4$	$1.5 < 4$	$1.75 < 4$

Avec :

$L_{\max}$  : portée libre maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

## A- poutres longitudinales (principales) :

La hauteur est donnée par :

$$\frac{494}{15} \leq h \leq \frac{494}{10} \Rightarrow 32.93 \leq h \leq 49.40 \text{ cm}$$

On prend :  $h = 35 \text{ cm}$ .

$$0,3.35 \leq b \leq 0,7.35 \Rightarrow 10.5 \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

On prend :  $b = 20 \text{ cm}$ .

## B- poutres transversales (secondaires) :

$$\frac{325}{15} \leq h \leq \frac{325}{10} \Rightarrow 21.67 \leq h \leq 32.50 \text{ cm} .$$

On prend :  $h = 30 \text{ cm}$ .

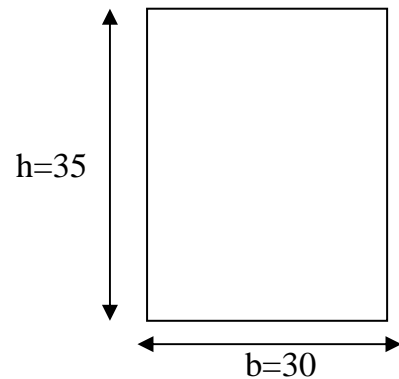
$$0,3.30 \leq b \leq 0,7.30 \Rightarrow 9 \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On prend :  $b_{\min} = 20 \text{ cm}$ .

On prend notre section (**30\*35 cm**), pour facilité la manipulation et c'est plus pratique.

Vérification des conditions du RPA :

- 1-  $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ .
- 2-  $h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$
- 3-  $h/b = 35/30 = 1,16 \leq 4$



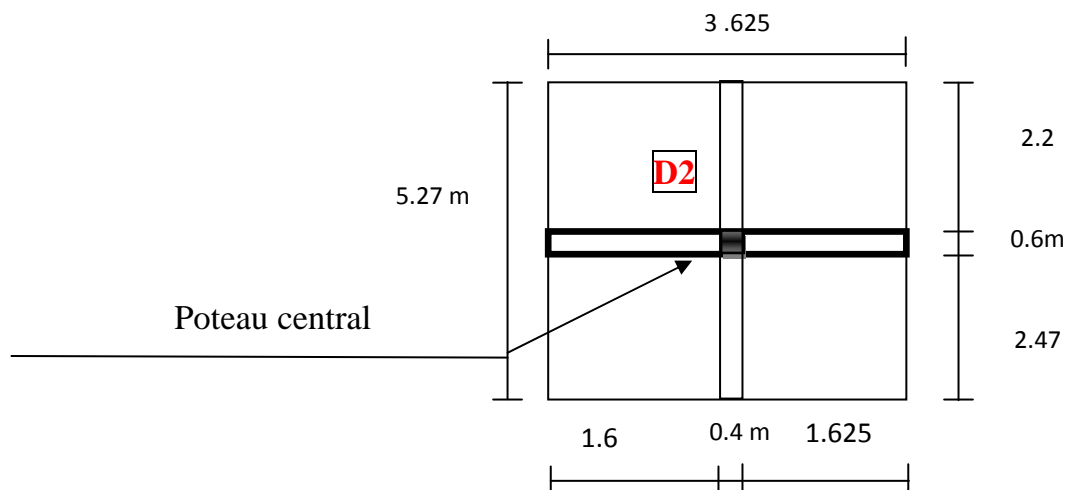
**Section des poutres**

### III-2- 4-Pré dimensionnement des poteaux :

Le poteau supporte les charges du plancher terrasse, de 11 planchers courants, d'un plancher a usage de bureaux, deux planchers a usage de boutiques.

Le coffrage des poteaux étant inconnu à ce stade de l'étude, nous le négligerons et nous prendrons les portées entre axes des poutres pour la prise en compte forfaitaire du poids propre du poteau.

De plus, Le poteau central D2 est manifestement le plus chargé (poteau voisin de rive).



**Poteau D2:**

$$St = 3.625 \times 5.27 = 19.10 \text{ m}^2. \quad (\text{Section total})$$

$$Sn = (2.47 \times 1.6) + (1.6 \times 2.2) + (1.625 \times 2.47) + (2.2 \times 1.625) = 15.06 \text{ m}^2. \quad (\text{Section nette})$$

**a) charges permanentes revenant à chaque plancher :**

- ◆ Plancher terrasse.....G = 6.54 KN/m<sup>2</sup>.
- ◆ Plancher d'étage courant.....G = 5.24KN/m<sup>2</sup>.

**b) Poids des planchers :**

Le poids du plancher est donné par la formule suivante :  $P = G \times S$ .

- Plancher terrasse :  
 $G_{pt} = 6.54 \times 15.06 = 98.49 \text{ KN}$ .
- Plancher courant :  
 $G_{pc} = 5.24 \times 15.06 = 78.91 \text{ KN}$ .

**c) Poids des poutres :**

- Les poutres principales :  
 $G_{pp} = [(2.47 \times 0.3 \times 0.35) + (2.2 \times 0.3 \times 0.35)] \times 25 = 14.01 \text{ KN}$ .
  - Les poutres secondaires :  
 $G_{ps} = [(1.6 \times 0.3 \times 0.35) + (1.625 \times 0.3 \times 0.35)] \times 25 = 9.67 \text{ KN}$ .
- Le poids total des poutres est :  $G_p = 23.68 \text{ KN}$ .

**d) Surcharges d'exploitations :**

- ◆ Plancher terrasse ..... $Q_0 = 1,00 \times 15.06 = 15.06 \text{ KN}$ .
- ◆ Plancher courant... $Q_{13} = Q_{12} = Q_{11} = Q_{10} = Q_9 = Q_8 = Q_7 = Q_6 = Q_5 = Q_4 = Q_3 = 1.5 \times 15.06 = 22.59 \text{ KN}$ .
- ◆ Plancher locaux..... $Q_2 = 2.5 \times 15.06 = 37.65 \text{ KN}$ .
- ◆ Plancher RDC et de 1<sup>er</sup> étage ..... $Q = 5 \times 15.06 = 75.3 \text{ K N}$ .

◆ 2. Charge d'exploitation : (DTR Art 6.3)

Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment,  $Q_1, Q_2, Q_3, Q_n$ , les charges d'exploitation respective des planchers des étages. 1, 2, 3, ...n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivante :

- Sous toit ou terrasse ..... $Q_0$
- Sous dernier étage (Étage 1) ..... $Q_0+ Q_1$
- Sous étage immédiatement inférieur :
  - (Étage 2)..... $Q_0+ 0,95 (Q_1+ Q_2)$
  - (Étage 3)..... $Q_0+ 0,90 (Q_1+ Q_2+ Q_3)$
  - (Étage 4)..... $Q_0+ 0,85 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4)$
  - (Étage n)..... $Q_0+ \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3+.....Q_n)$

coefficient  $\frac{3+n}{2n}$  étant valable pour  $n \geq 5$ .

$$\sum_0 = 15.06 = 15.06 \text{ KN}$$

$$\sum_1 = 15.06 + 22.59 = 37.65 \text{ KN}$$

$$\sum_2 = 15.06 + 0,95 \times (2 \times 22.59) = 57.98 \text{ KN}$$

$$\sum_3 = 15.06 + 0,90 \times (3 \times 22.59) = 76.053 \text{ KN}$$

$$\sum_4 = 15.06 + 0,85 \times (4 \times 22.59) = 91.866 \text{ KN}$$

$$\sum_5 = 15.06 + 0,80 \times (5 \times 22.59) = 105.42 \text{ KN}$$

$$\sum_6 = 15.06 + 0,75 \times (6 \times 22.59) = 116.715 \text{ KN}$$

$$\sum_7 = 15.06 + 0,714 \times (7 \times 22.59) = 127.96 \text{ KN}$$

$$\sum_8 = 15.06 + 0,688 \times (8 \times 22.59) = 139.39 \text{ KN}$$

$$\sum_9 = 15.06 + 0,66 \times (9 \times 22.59) = 149.24 \text{ KN}$$

$$\sum_{10} = 15.06 + 0,65 \times (10 \times 22.59) = 161.89 \text{ KN}$$

$$\sum_{11} = 15.06 + 0,63 \times (11 \times 22.59) = 171.6 \text{ KN}$$

$$\sum_{12} = 15.06 + 0,62 \times (11 \times 22.59 + 37.65) = 192.46 \text{ KN}$$

$$\sum_{13} = 15.06 + 0,61 \times (11 \times 22.59 + 37.65 + 75.3) = 235.53 \text{ KN}$$

$$\sum_{14} = 15.06 + 0,60 \times (11 \times 22.59 + 37.65 + 2 \times 75.3) = 277.1 \text{ KN}$$

**Remarque :**

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on se refera dans un premier temps au (RPA) qui fixe la section minimale d'un poteau en **zone III (30 x 30) cm<sup>2</sup>** pour les poteaux carrés, et de  $D \geq 35 \text{ cm}$  pour les poteaux circulaires.

Les résultants de calcul et la détermination des sections des poteaux seront résumés dans Le tableau suivant :

Niveau	Poids de planche (KN)	Poids de poutres (KN)	Poids de potaux (KN)	G Totale (KN)	G <sub>cumulé</sub> (KN)	Q <sub>cumulé</sub> (KN)	N=G+Q (KN)	Section min des pot Cm <sup>2</sup>	Section adoptée Cm <sup>2</sup>
<b>N13</b>	98.49	23.68	0	122.17	122.17	15.06	137.23	91.48	40x40
<b>N12</b>	78.91	23.68	15.96	118.55	240.72	37.65	278.37	185.58	40x40
<b>N11</b>	78.91	23.68	15.96	118.55	359.27	57.98	417.25	278.16	45x45
<b>N10</b>	78.91	23.68	15.96	118.55	477.82	76.053	553.87	369.24	45x45
<b>N9</b>	78.91	23.68	15.96	118.55	596.37	91.866	688.23	458.82	45x45
<b>N8</b>	78.91	23.68	15.96	118.55	714.92	105.42	820.34	546.89	50x50
<b>N7</b>	78.91	23.68	15.96	118.55	833.47	116.715	950.18	633.45	50x50
<b>N6</b>	78.91	23.68	15.96	118.55	952.02	127.96	1079.98	719.98	50x50
<b>N5</b>	78.91	23.68	15.96	118.55	1070.57	139.39	1209.96	806.64	55x55
<b>N4</b>	78.91	23.68	15.96	118.55	1189.12	149.24	1338.36	892.24	55x55
<b>N3</b>	78.91	23.68	15.96	118.55	1307.67	161.89	1469.56	979.7	55x55
<b>N2</b>	78.91	23.68	15.96	118.55	1426.22	176.6	1602.82	1068.54	60x60
<b>N1</b>	78.91	23.68	15.96	118.55	1544.77	192.46	1737.23	1158.15	60x60
<b>RDC</b>	78.91	23.68	15.96	118.55	1663.32	235.53	1898.85	1265.9	60x60
<b>S-S</b>	78.91	23.68	22.08	124.67	1787.99	277.1	2065.09	1376.72	60x60

- Selon le RPA 99 Ver 2003:

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$\nabla \min (b, h) \geq 30 \text{ cm}$$

$$\nabla \min (b, h) \geq \frac{H_e}{20}$$

$$\nabla \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$$

### Vérifications au flambement

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

Il faut vérifier que l'élancement  $\lambda$  des poteaux est :  $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$ .

Avec :  $l_f$  : longueur de flambement ( $l_f = 0.7l_0$ )

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

$l_0$  : hauteur libre du poteau.

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

$I$  : moment d'inertie ( $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$ ).

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{b \cdot h^3}{12}}} = 0.7l_0 \frac{\sqrt{12}}{h}$$

### Les vérifications

- Pour le S-S et le RDC (poteau  $60 \times 60$ )  $\text{cm}^2$  :  $l_0 = 3,73\text{m} \rightarrow \lambda = 14,87 < 50$ .
- Pour le 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage (poteau  $60 \times 60$ )  $\text{cm}^2$  :  $l_0 = 2,71 \text{ m} \rightarrow \lambda = 10,57 < 50$ .
- Pour le 3<sup>ème</sup> au 5<sup>ème</sup> étage (poteau  $55 \times 55$ )  $\text{cm}^2$  :  $l_0 = 2,71 \text{ m} \rightarrow \lambda = 11,72 < 50$ .
- Pour le 6<sup>ème</sup> au 8<sup>ème</sup> étage (poteau  $50 \times 50$ )  $\text{cm}^2$  :  $l_0 = 2,71 \text{ m} \rightarrow \lambda = 12,9 < 50$ .
- Pour le 9<sup>ème</sup> au 11<sup>ème</sup> étage (poteau  $45 \times 45$ )  $\text{cm}^2$  :  $l_0 = 2,71 \text{ m} \rightarrow \lambda = 14,33 < 50$ .
- Pour le 12<sup>ème</sup> au 13<sup>ème</sup> étage (poteau  $40 \times 40$ )  $\text{cm}^2$  :  $l_0 = 2,71\text{m} \rightarrow \lambda = 16,12 < 50$ .

### Conclusion

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

### III.2. 5.Les balcons :

Les balcons sont des éléments de structure qui vont subir des charges particulières. Ils sont également soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des dispositions constructives spéciales.

$$e \geq L / 10 \Leftrightarrow e \geq 130 / 10 = 13\text{cm} \Rightarrow e \geq 0,13\text{m} \quad \text{on prend: } \mathbf{e = 16\text{ cm}}$$

### III.3. 5.Les voiles :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par (**l'article 7.7.1 du RPA99 ver 2003**) ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas

Connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le **RPA 99 article 7.7.1** « les éléments satisfaisants la condition ( $L \geq 4 e$ ) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec : **L** : portée du voile.

**e** : épaisseur du voile.

« **L'épaisseur minimale est de 15 cm** » .de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique la figure ci-dessous.

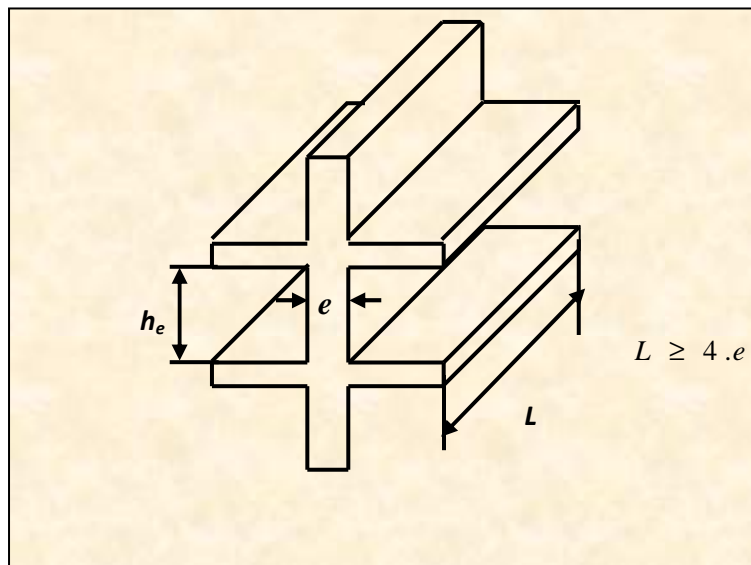


Figure 6 : « Coupe de voile en élévation »

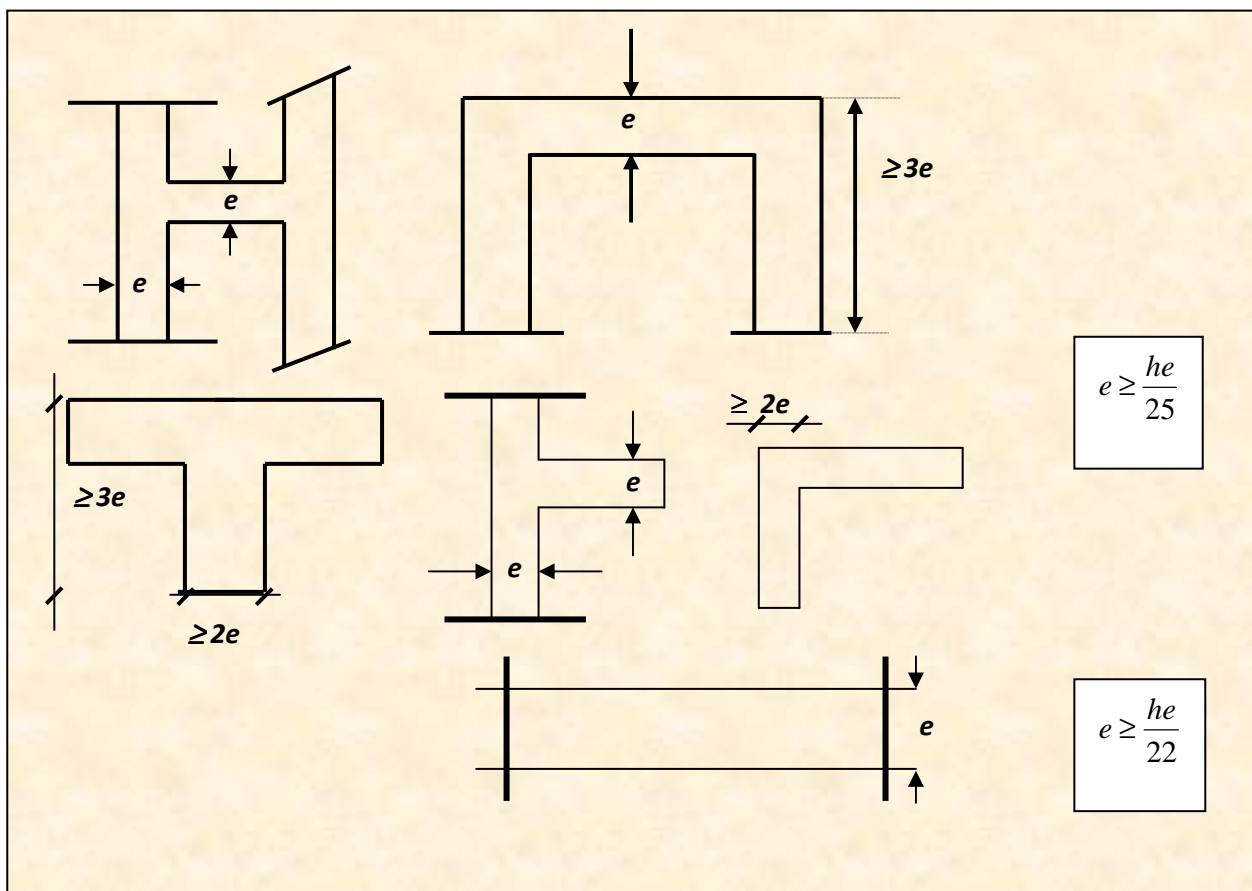


Figure 7 : « Coupe de voile en plan ».

✓ Pour RDC et le S-S :  $h = 4,08\text{m}$ .

$$e \geq \max\left\langle \frac{he}{25}, \frac{he}{22}, \frac{he}{20} \right\rangle \Rightarrow e \geq \max\left\langle \frac{3,73}{25}, \frac{3,73}{22}, \frac{3,73}{20} \right\rangle$$

$$e \geq \max\langle 14.92, 16.95, 18.65 \rangle \quad \text{On adopte alors : } e = 25 \text{ cm.}$$

✓ Pour l'étage courant :  $h = 3,06\text{m}$ .

$$e \geq \max\left\langle \frac{he}{25}, \frac{he}{22}, \frac{he}{20} \right\rangle \Rightarrow e \geq \max\left\langle \frac{2,71}{25}, \frac{2,71}{22}, \frac{2,71}{20} \right\rangle$$

$$e \geq \max\langle 10.84, 12.13, 13.55 \rangle \quad \text{On adopte alors : } e = 20 \text{ cm.}$$

✓ On prend pour les voiles de RDC et le S-S une épaisseur de  $25\text{cm}$ .

La longueur minimale du voile est de  $25 \times 4 = 100\text{cm}$ .

✓ On prend pour les voiles de hauteur  $3.06\text{m}$  une épaisseur de  $20\text{cm}$ .

La longueur minimale du voile est de  $20 \times 4 = 80\text{cm}$ .

## IV- Introduction :

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement, (cloison, balcons, acrotère, escalier).

### IV-1 -Calcul des planchers :

#### 1-1- Définition

Tous les planchers de notre projet sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression, et quelques dalles pleines. Ils reposent sur des poutrelles préfabriquées.

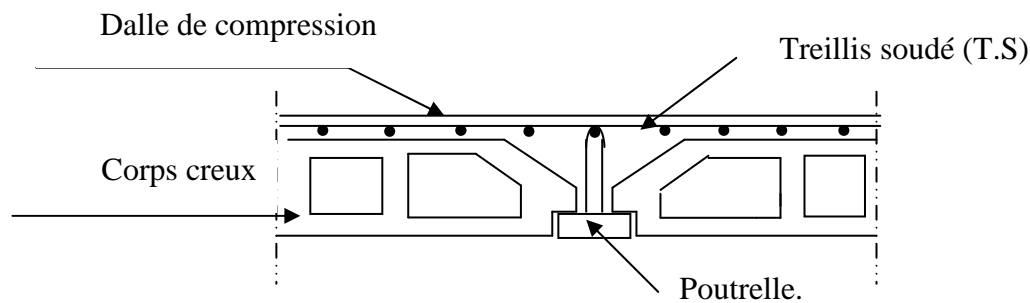


Figure IV.1. Schéma statique d'un plancher

#### 1-2) Calcul et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de (4 cm).

Elle est armée d'un treillis soudé (T.S) dont les dimensions des mailles et les sections sont données par le (BAEL91 art B.6-8-4)

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

Les sections d'armatures doivent satisfaire aux conditions définies ci-après, et ce pour une longueur :  $50 < L_x < 80\text{cm}$

Où

$L_x$  : est l'entre axe des poutrelles égale à 65cm ; dans notre cas

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

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

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

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

$A_{//}$  : Section des armatures parallèles aux poutrelles.

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

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5\text{cm}^2 / \text{ml}; \text{ Soit } 5\phi 6 = 1.41\text{cm}^2 / \text{ml} \text{ Avec } e = 20\text{cm}$$

$$A_{//} = \frac{1.41}{2} = 0.705\text{cm}^2 / \text{ml}; \text{ Soit } 5\phi 6 = 1.41\text{cm}^2 / \text{ml} \text{ Avec } e = 20\text{cm}$$

Selon les tables des armatures, on opte pour un treillis soudé (T.S 6-6-200×200)

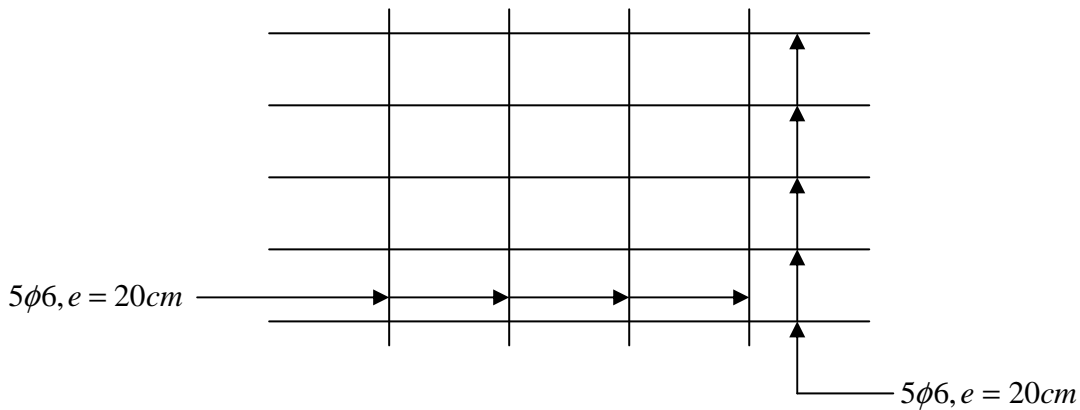


Figure IV.2. Schéma du treillis soudé.

**1-3) Etude de la poutrelle avant le coulage du béton :**

Avant le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée et soumise aux :

- Poids propre de la poutrelle.....  $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12\text{KN} / \text{ml}$
- Poids du corps creux.....  $0.95 \times 0.65 = 0.62\text{KN} / \text{ml}$

$$G = 0.74\text{KN} / \text{ml}$$

- Surcharge d'un ouvrier.....  $Q = 1.0\text{KN} / \text{ml}$

**• Combinaison d'action à l'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

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

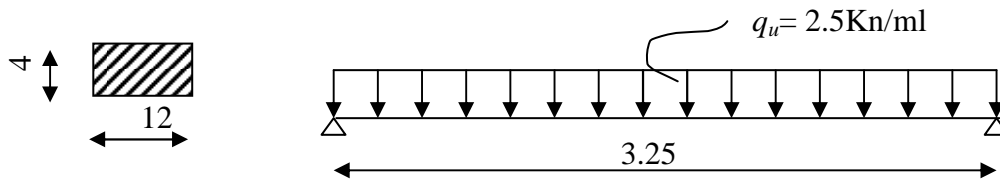


Figure IV.3. Schéma statique de la poutrelle.

\* **Moment en travée :**

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{2.5(3.25)^2}{8} = 3.30 \text{ KN.m}$$

\* **Effort tranchant :**

$$T = \frac{ql}{2}$$

$$T = \frac{2.5(3.25)}{2} = 4.063 \text{ KN}$$

• **Calcul des armatures :**

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

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

$$\mu = \frac{3.3 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 4.84 > \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section doublement armée}$$

Donc les armatures de compression sont nécessaires.

**Remarque :**

Il est impossible de prendre la section doublement armée vu que la section du béton est trop faible. Il est donc indispensable de prévoir un étiage, pour aider la poutrelle à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

**1-4) Etude des poutrelles après le coulage :**

• **à L'ELU :**

La charge revenant à la poutrelle :  $P_u = (1,35G + 1,5 Q) \cdot 0,65$

**A) Plancher terrasse :**

$$P_u = (1,35 \cdot 6,54 + 1,5 \cdot 1) \cdot 0,65 = 6,71 \text{ KN / ml.}$$

**B) Plancher d'habitation :**

$$P_u = (1,35 \cdot 5,24 + 1,5 \cdot 1,5) \cdot 0,65 = 6,06 \text{ KN/ ml.}$$

**C) Plancher locaux :**

$$P_u = (1,35 \cdot 5,24 + 1,5 \cdot 5) \cdot 0,65 = 9,47 \text{ KN / ml.}$$

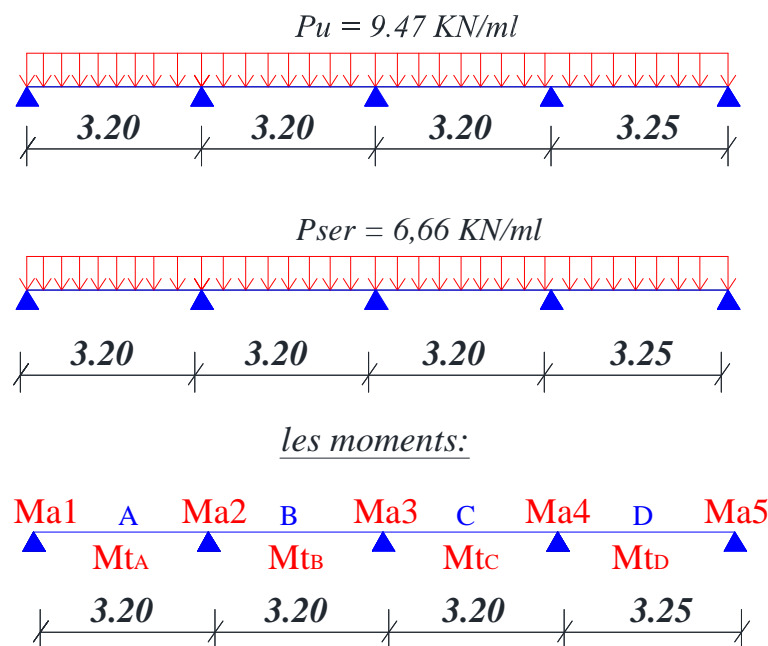
**D) Plancher bureaux :**

$$P_u = (1,35 \cdot 5,24 + 1,5 \cdot 2,5) \cdot 0,65 = 7,07 \text{ KN / ml.}$$

On prend la charge maximale  $P_u = 9,47 \text{ KN/ m.}$

- à L'ELS :

La charge revenant à la poutrelle :  $P_{ser} = (G + Q) \cdot 0,65 = (5,24 + 5) \cdot 0,65 = 6,66 \text{ KN/ m.}$



**Figure IV.4 : charges revenant à la poutrelle.**

**1-5) Méthode de calcul:**

Les moments en travées et aux appuis peuvent être déterminés par l'une des trois méthodes suivantes :

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

**1-5-1) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

1. Les charges variables ne doivent pas dépasser le double des charges permanentes.

$$Q < 2G \Rightarrow 5 < 2 \cdot 5,24 = 10,48 \text{ KN/m}^2.$$

2. La fissuration est considérée peu nuisible.

3. Les moments d'inertie sont les mêmes dans les différentes travées.

4. Le rapport des longueurs entre deux travées successives :

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \Rightarrow 0,8 \leq \frac{3,60}{3,60} = 1; \frac{3,60}{3,65} = 0,99 \leq 1,25 \Rightarrow CV.$$

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1,25 \Rightarrow 0,8 \leq \frac{3,60}{3,60} = 1; \frac{3,65}{3,60} = 1 \leq 1,25 \Rightarrow CV.$$

**Conclusion :**

Toutes les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont satisfaites.

**1-5-2) Cas d'une poutre avec plus de deux travées :**

**Appui de rive :**  $Ma_1 = 0,15 M_{0A}$  ,  $Ma_5 = 0,15 M_{0D}$ .

**Appuis voisin de rive :**  $Ma_2 = 0,5 \max (M_{0A}, M_{0B})$ ,  $Ma_4 = 0,5 \max (M_{0C}, M_{0D})$ .

**Appuis intermédiaires :**  $Ma_3 = 0,4 \max (M_{0B}, M_{0C})$ .

♦ **Pour les travées de rive :**

$$M_{iA} = \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{0A}$$

$$M_{iD} = \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{0D}$$

♦ **Pour les travées intermédiaires :**

$$M_{iB} = \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{0B}$$

$$\text{Tel que: } \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{5}{5+5,24} = 0,49.$$

$$M_{iC} = \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{0C}$$

$M_0$ : moment maximal en travée de référence d'une poutre isostatique soumise aux mêmes charges que la travée étudiée.

• **à L'ELU :**

$$M_{0A} = M_{0B} = M_{0C} = P_u \cdot \frac{l^2}{8} = 9,47 \cdot \frac{3,60^2}{8} = 15,34 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0D} = P_u \cdot \frac{l^2}{8} = 9,47 \cdot \frac{3,65^2}{8} = 15,77 \text{ KN.m.}$$

Donc:

$$Ma_1 = 0,15 \cdot 15,34 = 2,30 \text{ KN.m.}$$

$$Ma_2 = 0,5 \cdot \max (M_{0A}, M_{0B}) = 0,5 \cdot \max (15,34; 15,34) = 7,67 \text{ KN.m.}$$

$$Ma_3 = 0,4 \cdot \max (M_{0B}, M_{0C}) = 0,4 \cdot \max (15,34; 15,34) = 6,14 \text{ KN.m.}$$

$$Ma_4 = 0,5 \cdot \max (M_{0C}, M_{0D}) = 0,5 \cdot \max (15,34; 15,77) = 7,88 \text{ KN.m.}$$

$$Ma_5 = 0,15 \cdot 15,77 = 2,36 \text{ KN.m.}$$

♦ **Calcul du moment en travée :** On a deux conditions :

**1<sup>ère</sup> condition :**  $M_1 \geq \max\{1,05M_0, (1+0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$

**2<sup>ème</sup> condition :**  $M_2 \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right)M_0$  Dans une travée intermédiaire.

$M_2 \geq \left(\frac{1,20+0,3\alpha}{2}\right)M_0$  Dans une travée de rive.

**Calcul des efforts tranchants :**

$V(x) = \theta(x) + (M_{i+1} - M_i) / l$  et  $\theta(x) = \frac{qul}{2}$

$T_w = \frac{qul}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$

$T_e = \frac{-qul}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

	ELU					ELS				
Travée	A	B	C	D		A	B	C	D	
L (m)	3,60	3,60	3,60	3,60		3,60	3,60	3,60	3,65	
M <sub>0</sub> (KN.m)	12,12	12,12	12,12	12,5		8,52	8,52	8,52	8,79	
N° d'appuis	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
Coéff forfaitaire	0,15	0,50	0,40	0,50	0,15	0,15	0,50	0,40	0,50	0,15
Ma (KN.m)	1,818	6,06	4,848	6,25	1,875	1,278	4,26	3,408	4,395	1,318
M <sub>1</sub> (KN.m)	9,96	8,44	8,35	10,27		7	5,94	5,87	7,22	
M <sub>2</sub> (KN.m)	8,16	6,95	6,95	8,42		5,74	4,88	4,88	5,92	
Mt = max(M <sub>1</sub> , M <sub>2</sub> )	9,96	8,44	8,35	10,27		7	5,94	5,87	7,22	
V <sub>w</sub> (KN)	13,82	15,53	14,71	16,73		9,72	10,92	10,34	11,77	
V <sub>e</sub> (KN)	-16,47	-14,77	-15,59	-14,04		-11,58	-10,38	-10,96	-9,87	

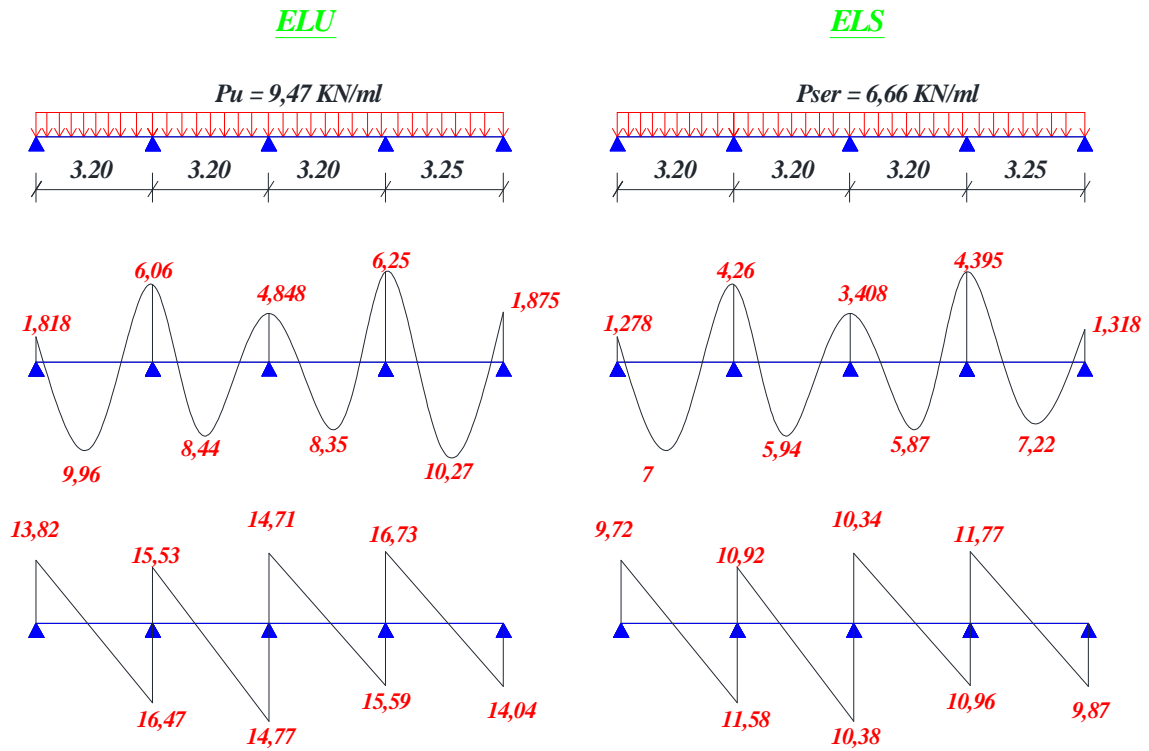


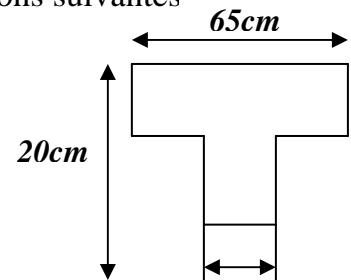
Figure IV.5

Diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants à ELU et ELS :

1-6) Calcul des armatures à L'ELU :

Le calcul des armatures se fera comme section en T de dimensions suivantes :

- h : Hauteur de la section ou épaisseur de la dalle (20cm).
- h<sub>0</sub> : Hauteur de la table de compression (4cm)
- b : Largeur de la table de compression (65cm)
- b<sub>0</sub> : Largeur de la poutrelle (12cm)
- d : Hauteur utile (18cm)



A) calcul des armatures longitudinales des poutrelles :

➤ En travée :  $M_{u \max} = 10,27 \text{ KN.m}$  ,

- Moment de référence :(moment repris par la table)

12cm

$$M_{t_u} = F_{bc} \cdot Z_b = b \cdot h_0 \cdot F_{bc} \cdot (d - (h_0/2))$$

$$M_{t_u} = 650 \cdot 40 \cdot 14,20 \cdot (0,18 - (0,04/2))$$

$$M_{t_u} = 59,07 \text{ KN.m}$$

On à :  $M_{t_u} = 59,07 \text{ KN.m} > M_u = 10,27 \text{ KN.m}$

Une partie de la table comprimée (axe neutre est dans la table de compression)  $\Rightarrow$  la section à étudier comme une section rectangulaire de dimension  $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$  en flexion simple.

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{10.27 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.034 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.034 \rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{10.27 \times 10^3}{0.983 \times 18 \times 348} = 1.66 \text{ cm}^2$$

On adopte:  $A_t = 2.35 \text{ cm}^2$ .  $\rightarrow$  **3 HA 10.**

**➤ Aux appuis :**

Aux appuis, la table de compression est entièrement tendue, la section sera calculée comme une section rectangulaire de largeur  $b_0 = 12 \text{ cm}$  et de hauteur  $h = 20 \text{ cm}$

$$M_{ua \max} = 6.25 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{6.25 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.113 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \quad A' = 0$$

$$\mu_b = 0.113 \rightarrow \beta = 0.939$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{6.25 \times 10^3}{0.939 \times 18 \times 348} = 1.06 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } A_a = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1 \text{ HA } 12$$

**B) Armatures transversales : (Art 7.2.21/BAEL91mod 99) .**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{20}{35}; 10; \frac{12}{10}\right).$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 0.57 \text{ cm}.$$

On utilise des aciers de  $\phi_8$  .

$$\text{Soit : } A_t = 1 \phi 8 = 0.5 \text{ cm}^2$$

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

➤ **Calcul de l'espacement ( $S_t$ ) :**

$$S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) = \min(16,2 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16,2 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

**1-7) Les verifications à l'ELU :**

**1-7-1) : Condition de non fragilité :(BAEL91modifié99,A.4.2.1)**

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

**1- En travée:**

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2,10}{400} = 0,26 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2,35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CV.}$$

**2- Aux appuis :**

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2,10}{400} = 0,26 \text{ cm}^2 \leq A = 1,13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CV.}$$

**1-7-2) Vérification de l'effort tranchant :**

**On doit vérifier que :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) \quad \text{«Fissuration peu préjudiciable»}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

**a) Appuis de rive:**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{14,04 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.65 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.56 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Appuis intermédiaires:**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{16,73 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.77 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.74 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**1-7-3) Vérification de la contrainte d'adhérence :** (Art. A.6.13/BAEL91)

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

**a) Appuis intermédiaire:**

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{16,73 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3 \times 3.14 \times 10} = 1.09 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 1.09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**b) Appuis de rive :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{14,04 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 1 \times 3.14 \times 12} = 2,3 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 2,3 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**1-7-4) Influence de l'effort tranchant sur le béton :** (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que :  $V_u^{\max} \leq 0.4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  avec  $a = 0.9d$

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times 10^3 \times 25 = 129.6 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} \leq 129.6 \text{ KN}$$

**a) Appuis de rive :**

$$V_{u\max} = 14,04 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**b) Appuis intermédiaires :**

$$V_{u\max} = 16,73 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**1-7-5) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

On doit vérifier que :  $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d})$

**a) Appuis de rive :**

$$A_a = 1,13 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (14,04 - \frac{6,25}{0.9 \times 0.18}) = -0,7 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.35 \geq -0.7 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Appuis intermédiaires :**

$$A_a = 2.35 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (16.73 - \frac{10.27}{0.9 \times 0.18}) = -1.34 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 \geq -1.34 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**1-8) Vérification des contraintes à L'E.L.S :****1-8-2) Etat limite de la compression du béton :****a) en travée :**

$$(M_t = 7,22 \text{ KN.m}, A = 2,35 \text{ cm}^2, b = 65 \text{ cm})$$

**\*contrainte dans les aciers :**

$$\rho_1 = \frac{100A}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,35}{18 \times 12} = 1,08$$

$$\rho_1 = 1,08 \rightarrow \beta_1 = 0,856 \rightarrow K = 19,72$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{9,12 \times 10^3}{0,856 \times 18 \times 2,35} = 251,87 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 348 \text{ MPa}$$

**\*Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

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

$$\sigma_b = \sigma_s / K = 251,87 / 19,72 = 12,77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

**b) aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 6,25 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,13}{18 \times 12} = 0,523$$

$$\rho_1 = 0,523 \rightarrow \beta_1 = 0,891 \rightarrow K = 30,87$$

**\*Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{6,25 \times 10^3}{0,891 \times 18 \times 1,13} = 344,86 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

**\*Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

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

$$\sigma_b = \sigma_s / K = 344,86 / 30,87 = 11,17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

**Conclusion :** La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.**1-8-3) Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

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

**1-8-4) Etat limite de déformation (BAEL91 - Art B.68.4.24) :**

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.

Quelque fois, on peut admettre que le calcul de la flèche de la poutre associée aux hourdis n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$3) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} = 0,044 \quad 2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_r}{15.M_0} \quad 3) \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

$h$  : La hauteur totale de la section.

$L$  : La portée libre entre nus de la plus grande travée dans le sens considéré.

$M_0$  : Valeur maximal du moment isostatique dans la travée.

$M_r$  : Moment fléchissant maximal en travée.

$b_0$  : La largeur de la nervure.

$A$  : La section d'armatures tendues.

**A.N :**

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{20}{325} = 0,06 \\ 0,06 > 0,044 \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_r}{15.M_0} \rightarrow 20/325 = 0.06 \geq 7.22/(15 \times 8.79) = 0.05 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow 2.35/(12 \times 18) = 0.01 \leq 3.6/400 = 0.009 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

**Étant donné qu'une des conditions n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est nécessaire.**

**1-8-5) Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91) :**

$$F_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \frac{L}{500} \quad ; \quad E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{MPa.}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + 0,4 \cdot \lambda_i \cdot \mu} \quad ; \quad \lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\rho \cdot \left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

Aire de la section homogénéisée :

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

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

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

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

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3458,5}{487,25} = 7,09 \text{cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,09 = 12,91 \text{cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,09^3 + 12,91^3) + (65 - 12) \times 4 \left[ \frac{4^2}{12} + \left( 7,09 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2,35 (12,91 - 2)^2$$

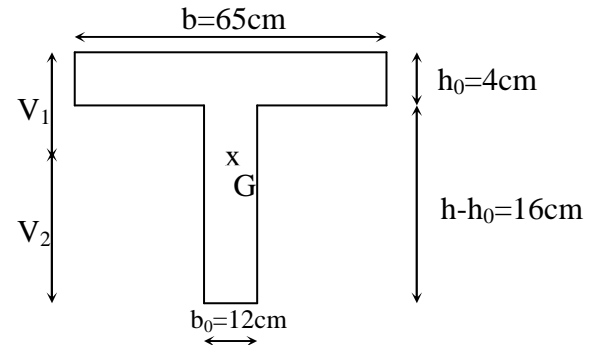
$$I_0 = 21610,14 \text{cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,011$$

$$\lambda_v = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,011 \times \left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right)} = 3,74$$

$$\mu = \max \left( 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right) = \max \left( 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 344,86 + 2,1} ; 0 \right) = 0,212$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 21610,14}{1 + 3,74 \times 0,212} = 13258,64 \text{cm}^4$$



$$f_v = \frac{7.22 \times (3.25)^2 10^7}{10 \times 10818.86 \times 13258.64} = 0.53 < \frac{L}{500} = 0.65 \text{cm} \dots\dots\dots \text{La flèche est vérifiée.}$$

**IV- 2) L'acrotère:****IV-2-1) Définition :**

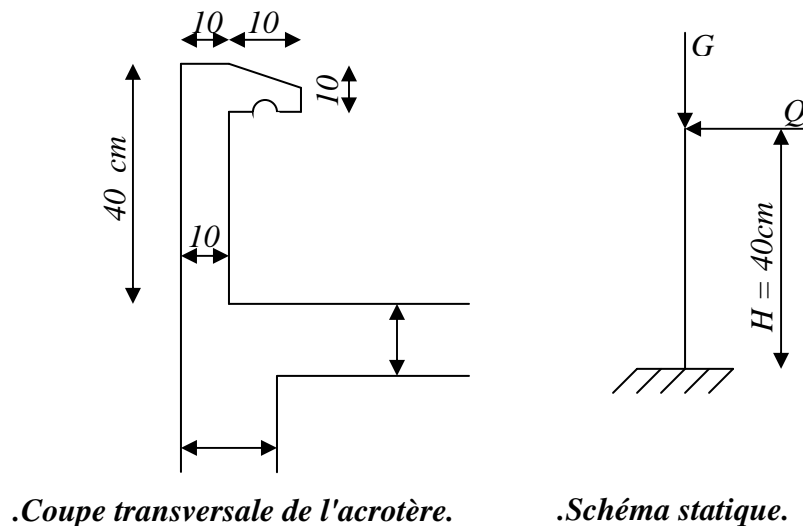
L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

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

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

Il est soumis à :

- Un effort  $G$  dû à son poids propre.
- Un effort latéral  $Q$  dû à la main courante produisant un moment de renversement  $M$  dans la section d'encastrement.



**Figure IV.2.1**

**IV-2-2) Vérification au séisme :**

D'après le **RPA 99 version 2003 (Article 6.2.3)** les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

**A** : coefficient d'accélération de zone **A=0.25** (zone III, groupe d'usage 2) (tableau 4-1, RPA99ver 2003).

**C<sub>p</sub>** : facteur de force horizontale, **C<sub>p</sub>=0.8** (tableau 6.1, RPA99 ver 2003)

**W<sub>p</sub>** : poids de l'acrotère,  $W_p = \rho.S.1ml$ .

$$\Rightarrow W_p = 25 \cdot \left[ (0,4 \times 0,1) + \left( \frac{0,10 \times 0,02}{2} \right) + (0,08 \times 0,1) \right] \cdot 1 = 1,22 \text{ KN}.$$

$$\Rightarrow F_p = 1,22 \times 4 \times 0,25 \times 0,8 = 0,98 \text{ KN}.$$

L'effort horizontal dû à la main courante  $Q = 1 \text{ KN/ml}$  . (DTR BC 2.2 Art 7.7)

$F_p < Q$       **Condition vérifier**

**IV- 2-3- Calcul des sollicitations :**

- effort normal du au poids propre :  $N_G = G_{acrotère} \times 1ml = 1,22 \times 1 = 1,22 \text{ KN}$

$$\text{avec : } \rho = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$G = 1,22 \text{ KN/ml} .$$

✓ **Combinaison à L'ELU:**

**Moment fléchissant :**

$$M_u = 1,35 M_g + 1,5 M_q$$

$$\text{Avec: } M_g = 0$$

$$M_q = Q.h = 1,0 \cdot 4 = 0,4 \text{ KNm}.$$

$$\rightarrow M_u = 1,5.M_q = 1,5 \times 0,4 = 0,6 \text{ KNm}.$$

**Effort normal :**

$$\rightarrow N_u = 1,35. N_g = 1,35.1.22 = 1.64 \text{ KN.}$$

**Efforts tranchant :**

$$T_u = 1.5 \text{ KN}$$

**✓ Combinaison à L'ELS :****Moment fléchissant :**

$$M_s = M_g + M_q$$

$$\rightarrow M_s = 0,4 \text{ KNm.}$$

**Effort normal :**

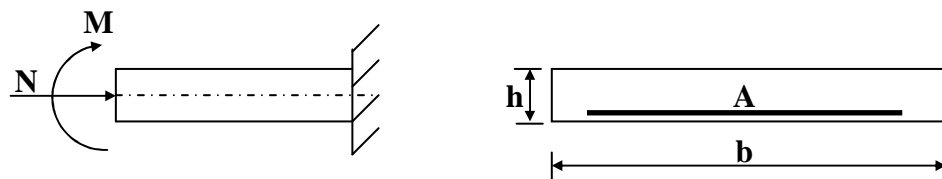
$$\rightarrow N_s = 1.22 \text{ KN.}$$

**Efforts tranchant :**

$$T_u = 1 \text{ KN}$$

**IV-2-4) Calculs des armatures :**

Pour le calcul, on considère une section rectangulaire définie comme suit :



**Figure IV.2.2 : Schémas de calcul.**

$b$  : La largeur de la section.

$h$  : La hauteur de la section.

$d$  : La hauteur utile.

$A$  : La section des armatures.

$c$  : Enrobage.

## ✓ Calcul a l'ELU:

**-Calcul de l'excentricité :**

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

$$\left. \begin{aligned} e_u &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,6}{1,64} = 0,365 \text{ m} = 36 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{0,10}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m} = 3 \text{ cm} \end{aligned} \right\} \longrightarrow \left( e_u > \frac{h}{2} - c' \right)$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures, donc la section du béton est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion composée, en suivant les étapes présentées ci-dessous :

**Calcul du moment fictif :**

$$M_{uf} = M_u + N_u \left[ d - \frac{h}{2} \right]$$

$d - \frac{h}{2} = y$  : La distance entre le CDG de la section du béton et le CDG de celle des armatures tendues.

$$\underline{\text{A.N:}} \quad M_{uf} = 0,6 + 1,64 \left[ 0,08 - \frac{0,10}{2} \right] = 0,649 \text{ KN.m}$$

**Calcul des armatures fictives :(flexion simple)**

$$\mu_u = \frac{M_{uf}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,649 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,2} = 0,0071$$

$\mu_u = 0,0071 < \mu_l = 0,392$  : La section est simplement armée (Les armatures comprimées ne pas nécessaires).

$$\mu_u = 0,0071 \longrightarrow \beta_u = 0,996$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_u \cdot d \cdot \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\underline{\text{A.N:}} \quad A_f = \frac{0,649 \times 1000}{0,996 \times 8 \times 348} = 0,23 \text{ m}^2$$

**Calcul des armatures réelles :(flexion composée)**

$$A = A_f - \frac{Nu}{\sigma_{st}} = 0,23 - \frac{1.64 \times 10^3}{348 \times 10^2}$$

$$= 0,182 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On opte pour le choix de barres : 4HA8 soit  $2,01 \text{ cm}^2$

**-Calcul des armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2$$

On opte pour le choix de barres : 4 HA8 soit  $2,01 \text{ cm}^2$

**IV-2-5) Vérifications à l'ELU :****-La condition de non fragilité (BAEL 91 mod 99/Art 4.2.1) :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,4}{1,22} = 0,327 \text{ m}$$

Donc : 
$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{32,7 - 0,445 \times 8}{32,7 - 0,185 \times 8} = 0,90 \text{ cm}^2$$

On a :  $A_u = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,90 \text{ cm}^2$  **Condition vérifiée.**

**-Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91 mod 99/Art.5.1.1) :**

On doit vérifier la condition :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \} \Rightarrow (\bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa})$$

On a :  $\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$  ;  $T_u = 1,5 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{100 \times 10 \times 80} = 0,019 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,019 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**-Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91-mod 99/Art 6.1,3) :**

On doit vérifier la condition :  $\tau_s \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \cdot \sum U_i}$$

$\psi_s$  : Coefficient de scellement droit, il a pour valeurs :

1,5 : pour les barres à haute adhérence.

1,0 : pour les barres rondes lisses.

$U_i$  : Perimeter utile des barres.

$$U_i = \sum n \cdot \pi \cdot \phi$$

$n$  : Le nombre de barres.

A.N :  $\sum U_i = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,05 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 10,05 \times 10} = 0,207 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPA} > 0,207 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

La longueur du scellement droit est donnée par :  $L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s}$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPA}$$

$$\underline{\text{A.N :}} \quad L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 3.15} = 25,4 \text{ cm}$$

$$\text{Soit :} \quad L_s = 25.5 \text{ cm}$$

$$L_a = 0,4.L_{se} = 0,4 \times 25.5 = 10.2 \text{ cm}$$

$$\text{On prend :} \quad L_a = 10.2 \text{ cm}$$

### -Vérification des espacements des barres :

- **Les armatures transversales :**

$$esp_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$$

$$esp_t \leq \min(30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$$

$$\text{On prend :} \quad esp_t = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$$

- **Les armatures de montage :**

$$esp \leq \min(4h ; 45 \text{ cm})$$

$$esp \leq \min(40 \text{ cm} ; 45 \text{ cm})$$

$$\text{On prend :} \quad esp = 25 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$$

**Conclusion :** Les conditions de l'espacement sont vérifiées.

### IV-2-6) Vérifications à l'ELS:

Les sollicitations à considérer pour l'état limite de service sont :

$$\text{L'effort normal :} \quad N_{ser} = 1,22 \text{ KN}$$

$$\text{L'effort tranchant :} \quad T_s = 1 \text{ KN}$$

$$\text{Le moment fléchissant :} \quad M_{ser} = 0,4 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_s = 0.4 / 1.22 = 0,327 \text{ m} \quad ; \quad \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} .$$

$$\text{On a:} \quad e_s = 32.7 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c' = 3 :$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures, donc la section est partiellement comprimée.

• **Vérification de l'ouverture des fissures (BAEL 91 mod 99/Art A5.3.2) :**

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta_1 d} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100.A}{b.d}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} F_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} = 202 \text{ MPa} \quad \beta : \text{ En fonction de } \rho$$

$\eta = 1,6$  : Pour les barres à haute adhérence (HA).

$\eta = 1$  : Pour les barres rondes lisses (RL).

**A.N :**  $\rho_1 = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251 \quad ; \quad \beta_1 = 0,920 \quad ; \quad k_1 = 47,50$

$$\sigma_s = \frac{0,4 \times 10^6}{201 \times 0,920 \times 80} = 27,04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 27,04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification des contraintes dans le béton (BAEL 91 mod 99/Art A4.5.2) :**

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} \quad ; \quad \sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{k_1}$$

**A.N :**  $\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = \frac{202}{27,04} = 7,47 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### IV-3) Etude du balcon :

#### IV-3-1) Introduction :

Les balcons sont des consoles encastées au niveau de la poutre de rive. Ils sont soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des distributions constructives spéciales.

Ils sont constitués d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher. Leur épaisseur est déjà calculée au chapitre précédent.  $e_p=16\text{cm}$

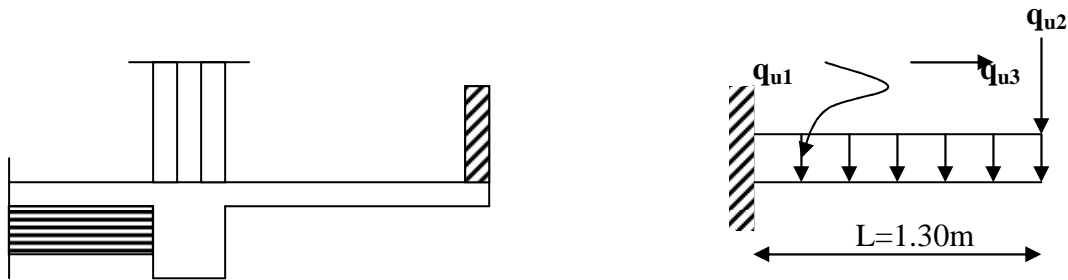


Figure IV.3.1 : Schéma statique du balcon

Puisque les balcons exposés aux intempéries la fissuration est préjudiciable.

#### IV-3-2) Charges et surcharges:

- charges permanentes :  $G_1 = 5,38 \text{ KN/ m}^2$ .
- surcharges sur le balcon :  $Q_1 = 3,5 \text{ KN/ m}^2$ .
- surcharges dues à la main courante :  $Q_2 = 1 \text{ KN/ m}^2$
- charges de garde corps :  $G_2 = 2,0 \text{ KN/ m}^2$

#### IV-3-3) calcul des sollicitations :

##### à L'ELU :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de longueur :

Pour la dalle :  $q_u = 1.35 G_1 + 1.5 Q_1 = 1.35 (5.38) + 1.5 (3.5) = 12.51 \text{ KN/ml}$

Pour le garde corps:  $P_u = 1.35 \times G_2 = 1.35(2) = 2,7 \text{ KN/ml}$

Pour la main courante :  $Q_u = 1.5 \cdot Q_2 = 1.5(1) = 1.5 \text{ KN/ml}$

à l'ELS :

$$\text{Pour la dalle : } q_{\text{ser}} = G_1 + Q_1 = 5.38 + 3.5 = 8.88 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Pour le garde corps: } P_{\text{ser}} = G_2 = 2 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Pour la main courante : } Q_{\text{ser}} = 1 \text{ KN/ml}$$

Moment a l'ELU:

$$M_u = 12.51 \times (1.30)^2 / 2 + 2.7 \times 1.30 + 1.5 = 15.58 \text{ KN m}$$

Moment a l'ELS:

$$M_{\text{ser}} = q_{\text{ser}} \times L^2 / 2 + P_{\text{ser}} \times L + M_1$$

$$M_{\text{ser}} = 8.88 \times (1.30)^2 / 2 + 2 \times 1.3 + 1 = 11.10 \text{ KN. m}$$

#### IV-3-4) Calcul du Ferrailage :

##### 1) Armature principale :

$$b = 1 \text{ m, } \quad h = 16 \text{ cm, } \quad d = 14 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{15.58 \times 1000}{100 \times (14)^2 \times 14.2} = 0.055$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.044 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu = 0.055 \Rightarrow \beta = 0.971$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{15.58 \times 10^3}{0.971 \times 14 \times 348} = 3.29 \text{ cm}^2 .$$

$$\text{Soit : } \mathbf{5HA 10} = 3.93 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{ avec } S=20\text{cm}$$

##### 2) armature de répartition :

$$A_t = A_1 / 4 = 3.93 / 4 = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{4T 8} = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{ avec } S=25\text{cm}$$

**IV-3-5) Vérifications a l'ELU :**

a) *Vérification de la condition de non fragilité* (Art 4.2.1/BAEL 91 mod 99)

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = \frac{0,23 \cdot 1 \cdot (0,140) \cdot (2,1)}{400} = 1,69 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_l = 3,93 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,69 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,69 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

b) **Vérification de disposition d'armature :**

**Armature longitudinale :**

$$S_l \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(48\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Avec : h : l'épaisseur du balcon h=16 cm

$$S_l = 20\text{cm} < 33\text{cm} \quad \text{C.V}$$

**Armature de répartition :**

$$S_r \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(64\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_r = 25\text{cm} < 45\text{cm} \quad \text{C.V}$$

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

$$T_u = 12,51 \times 1,3 + 2,7 = 18,96 \text{ KN}$$

$$\tau_U = T_u / b \cdot d < \bar{\tau} \quad \text{Avec : } \bar{\tau} = \min(0,15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau} = \min[2,5 ; 4 \text{ MPa}] = 2,5 \text{ MPa} = 250 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_U = 1,896 / 1 \times 0,140 = 0,118 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

d) **Vérification de l'adhérence d'appui :**

$$\tau_{ser} = T_u / 0,9 \cdot d \cdot \sum u_i < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3,15 \text{ MPa} = 315 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_{ser} = 1.896 / 0.9 \times 0.140 \times 5(0.010)\pi = 0.8265 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

#### IV-3-6) Vérification à L'ELS :

##### a) Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

$$\text{On a des aciers } \left\{ \begin{array}{l} HA : \phi \geq 6 \text{ mm} \\ FeE400 \end{array} \right\} \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \left\{ 266.66, 202 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$$

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

Valeur de  $\beta_1$ :

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 14} = 0.28.$$

$$\rho = 0.28 \longrightarrow \beta_1 = 0.916$$

$$\text{Alors : } \sigma_s = \frac{11.10 \times 10^6}{0.916 \times 140 \times 3.93 \times 10^2} = 171.63 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

**Conclusion :** La section est justifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures

##### b) Vérification de la flèche:

La valeur de la flèche maximale  $f_v$ , sous des charges de longue durée d'application est :

$$f_v = \frac{M \cdot L^4}{4 E_v \cdot I_{fv}}$$

avec L : portée de la console (L=1m)

$E_v$  : Module de déformation longitudinal différée ( $E_v = 10818,87 \text{ MPa}$ )

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + 0,4 \cdot \lambda_v \cdot \mu} \quad \lambda_v = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\rho \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \quad \mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène passant par son c.d.g.

B : Section homogénéisée.

$$B = b_0 \cdot h + 15 \cdot A = 100 \times 16 + 15 \times 3,92$$

$$B = 1658,8 \text{ cm}^2$$

$S_x$  : Moment d'inertie par rapport à l'axe

$$S_x = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot d \cdot A$$

$$S_x = \frac{100 \times (16)^2}{2} + 16 \times 14 \times 3.92$$

$$S_x = 13678.08 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_x}{B} = \frac{13678.08}{1658.8} \rightarrow V_1 = 8.24 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 16 - 7.67 \rightarrow V_2 = 7.76 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \cdot A \cdot (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} [(8.24)^3 + (7.76)^3] + 15 \times 3.92 \times (7.76 - 2)^2$$

$$I_0 = 36176.33 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{3.92}{100 \times 14} \Rightarrow \rho = 0.0028$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0028 \left( 2 + 3 \frac{100}{100} \right)} \Rightarrow \lambda_i = 7.5$$

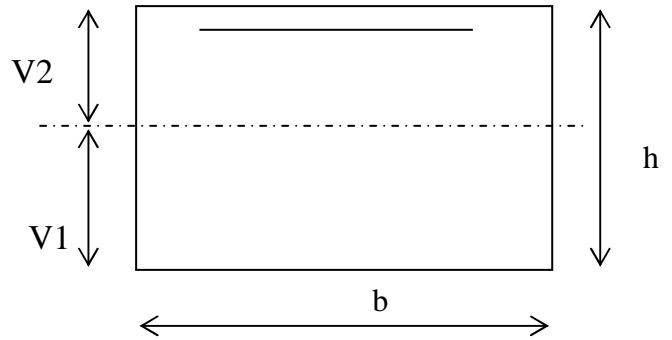
$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0028 \times 202 + 2.1} \Rightarrow \mu = 0.84$$

$$If_v = \frac{1.1 \times 36176.33}{1 + 0.4 \times 7.5 \times 0.84} \Rightarrow If_v = 11305.1 \text{ cm}^4$$

$$d'ou : f_v = \frac{11.10 \times 10^5 (130)^2}{4 \times 10818.87 \times 10^2 \times 11305.1} \Rightarrow f_v = 0.29 \text{ cm}$$

La flèche admissible  $\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{130 \text{ cm}}{250} \Rightarrow \bar{f} = 0.52 \text{ cm}$

$f_v < \bar{f}$  (Condition vérifiée)



$L(m)$	$f(cm)$	$\bar{f}_{ad}(cm)$	Observation
<b>1,30</b>	<b>0,29</b>	<b>0,52</b>	<b>CV</b>



#### IV.4) Les escaliers:

##### Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier. Escalier droit à trois volées en B.A coulés sur place.

##### Définition des éléments d'un escalier

On appelle « marche » la partie horizontale ( $M$ ) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale ( $C.M$ ) de ces gradins.

$h$  : Hauteur de la marche.

$g$  : Largeur de la marche.

$L$  : Longueur horizontale de la paillasse.

$H$  : Hauteur verticale de la paillasse.

##### Terminologie :

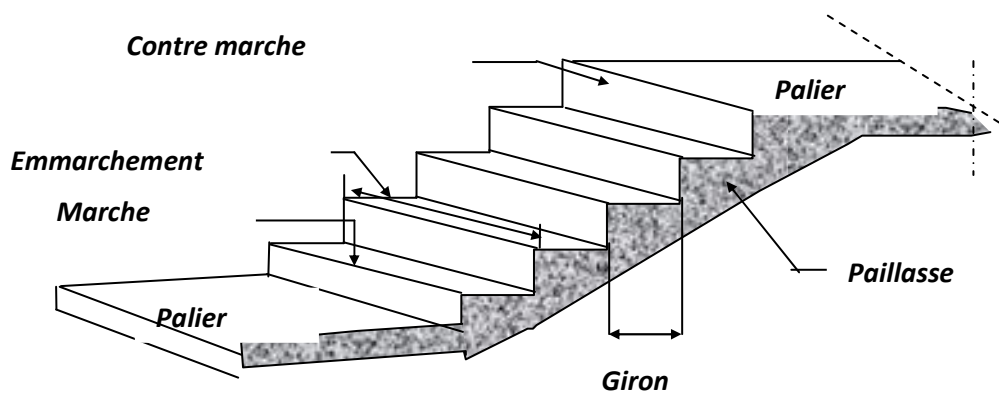


Figure IV.4.1

✓ Pour le RDC :

### Pré dimensionnement de l'escalier :

On prend en compte les dimensions des plans d'architectures et pour le pré dimensionnement on vérifie la formule de » **BLONDEL** »

- **Caractéristiques techniques :**

**Hauteur du RDC :**  $H = 4,08$  m.

Hauteur de la marche :  $16,5 \leq h \leq 17,5$  cm.

On adopte un:  **$h = 17$  cm.**

### Le giron :

À partir de la formule de **BLONDEL**

On a:

$$59 \leq 2h + g \leq 64 \Leftrightarrow 60 - (2 \times 17) \leq G \leq 64 - (2 \times 17)$$

$$\Leftrightarrow 26 \leq G \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un:  **$g = 30$  cm**

### Vérification de la loi de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2 h \leq 64 \text{ cm.}$$

$$59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times (17) \leq 64 \text{ cm} \mapsto ?$$

$$59 \text{ cm} \leq 64 \leq 64 \text{ cm.} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

○ **Le nombre de contremarches (n) est donné par :**

$$n = H/h.$$

$$\text{alors : } n = 4.08/0.17 = 24.$$

Comme le RDC comporte trois paillasse, on aura donc :

- 1<sup>er</sup> et 3<sup>eme</sup> volée de 8 marches (hauteur 1.53m)
- 2<sup>eme</sup> volée de 5 marches (hauteur 1.02m)

IV 4-1) 2<sup>ème</sup> cas : 2<sup>ème</sup> volée :

$$\text{Calcul de } \alpha : \operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{1.5}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1.02}{1.5} = 0.68 \Rightarrow \alpha = 34.21^\circ$$

$$L' = \frac{1.5}{\cos \alpha} = 1.81 \text{ m}$$

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

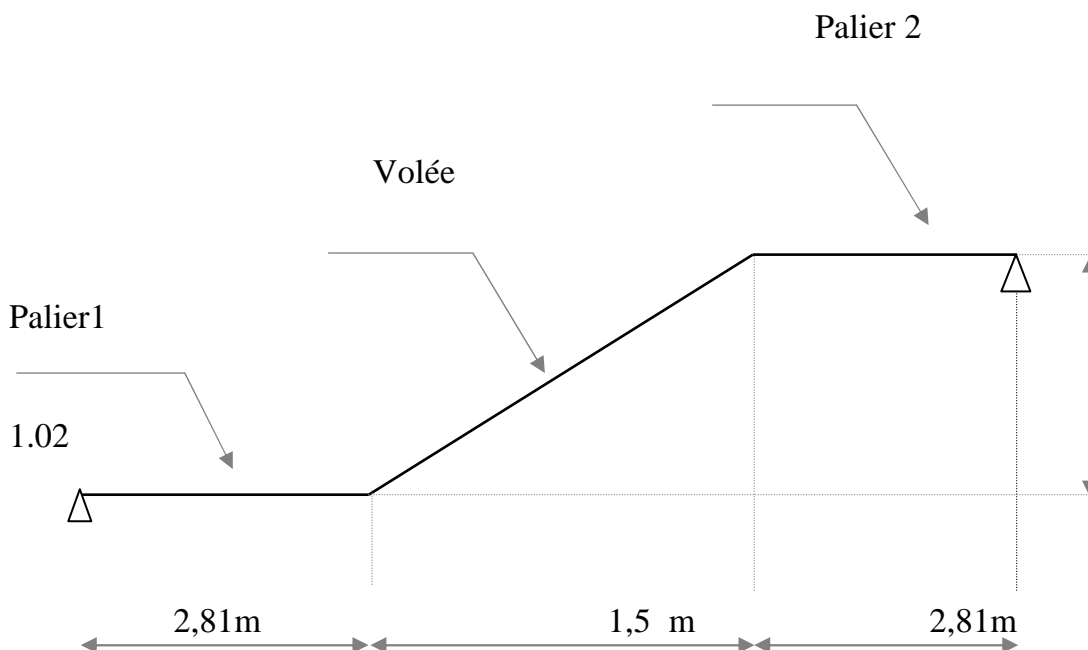
$$L = 2,81 + 2,81 + 1,81 = 7,43 \text{ m}$$

$$743/30 \leq e_p \leq 743/20 \Rightarrow 24,7 \leq e_p \leq 37,15$$

On prend donc l'épaisseur  $e = 25 \text{ cm}$

**N.B :** Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient Satisfaites



## IV 4-1-1) Détermination des charges et surcharges :

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

## ➤ charges permanentes :

**Paillasse**

Eléments	Poids propre
Paillasse	$25 \times \frac{0.25}{\cos \alpha} = 7.55 \text{ KN/m}^2$
Marches	$25 \times \frac{0.17}{2} = 2.125 \text{ KN/m}^2$
Revêtement :	
Carrelage [2cm]	$20 \times 0.02 = 0.40 \text{ KN/mL}$
Mortier de pose	$20 \times 0.02 = 0.40 \text{ KN/mL}$
Garde corps	0.2 KN/mL
Lit de sable	$18 \times 0.02 = 0.36 \text{ KN/mL}$
Enduit de ciment (1.5cm)	$18 \times 0.015 = 0.27 \text{ KN/mL}$
	<b><math>G_{ps} = 11.305 \text{ KN/mL}</math></b>

**Palier :**

Eléments	Poids propre
Palier	$25 \times 0.25 = 6.25 \text{ KN/m}^2$
Carrelage [2cm]	$22 \times 0.02 = 0.40 \text{ KN/ml}$
Mortier de pose	$20 \times 0.02 = 0.40 \text{ KN/ml}$
Lit de sable	$18 \times 0.02 = 0.36 \text{ KN/ml}$
Enduit de ciment (1.5cm)	$18 \times 0.015 = 0.27 \text{ KN/ml}$
	<b><math>G_{pl} = 7.68 \text{ KN/ml}</math></b>

## ➤ Surcharges d'exploitation

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

**IV4-1-2) Combinaison de charges :**

E.L.U :  $q_u = 1,35G + 1,5Q$

.Paillasse :  $q_u = (1,35 \times 11.305 + 1,5 \times 2.5) \times 1 = 19.01 \text{ KN / m}$

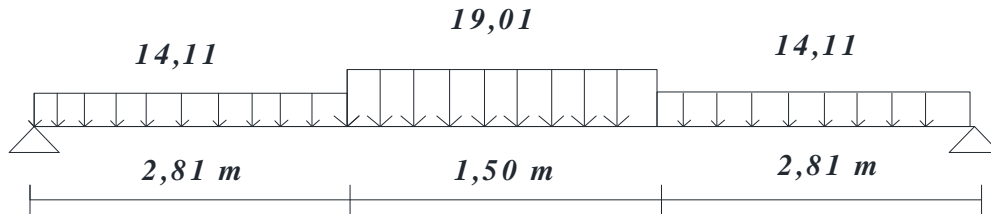
.le palier :  $q_u = (1,35 \times 7.68 + 1,5 \times 2.5) \times 1 = 14.11 \text{ KN / m}$

$$\text{E.L.S} : q_s = G + Q$$

$$\text{.Paillasse} : q_s = (11.305 + 2.5) \times 1 = 13.80 \text{ KN/m}$$

$$\text{.le palier} : q_s = (7.68 + 2.5) \times 1 = 10.18 \text{ KN/m}$$

**Schéma statique à l'ELU :**



**Calcul des réactions d'appuis**

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 14.11 \times 2.81 + 19.01 \times 1.50 + 14.11 \times 2.81$$

$$R_A + R_B = 107.80 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$\Rightarrow R_A \times (7.12) = [ (14.11 \times 2.81 \times 5.715) + (19.01 \times 1.5 \times 3.56) + (14.11 \times 2.81 \times 1.405) ] \Rightarrow$$

$$R_A = 53.9 \text{ KN}$$

Ce qui donne  $R_B = 53.9 \text{ KN}$

**Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants**

**1<sup>er</sup> tronçon:**

- Pour  $0 \leq x \leq 2.81 \text{ m}$

$$T_y = R_A - q_p L^x$$

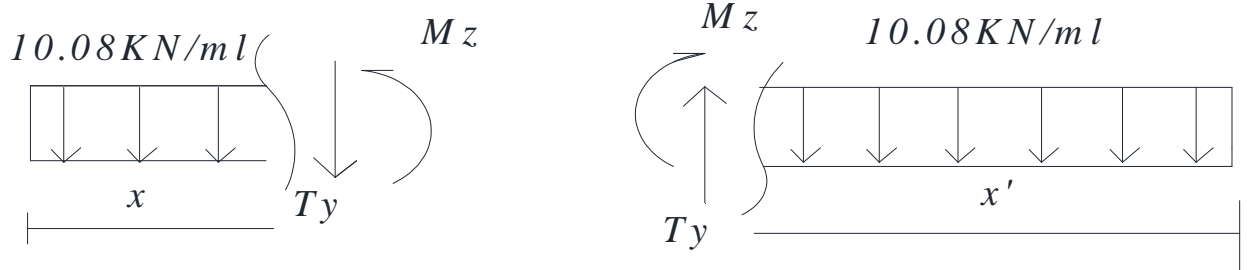
$$X = 0 \quad \rightarrow \quad T_y = R_A = 53.9 \text{ KN}$$

$$X = 2.81 \text{ m} \quad \rightarrow \quad T_y = 53.9 - 14.11 \times 2.81 = 14.25 \text{ KN}$$

$$M_Z = R_A x - q_p L^2 / 2$$

$$X = 0 \rightarrow M_z = 0$$

$$X = 2.81\text{m} \rightarrow M_z = 95.75 \text{ KNm}$$



**2<sup>ème</sup> tronçon:**

- Pour  $0 \leq x' \leq 2.81\text{m}$

$$T_y = R_B - q_p L x$$

$$X = 0 \rightarrow T_y = -R_A = -53.9 \text{ KN}$$

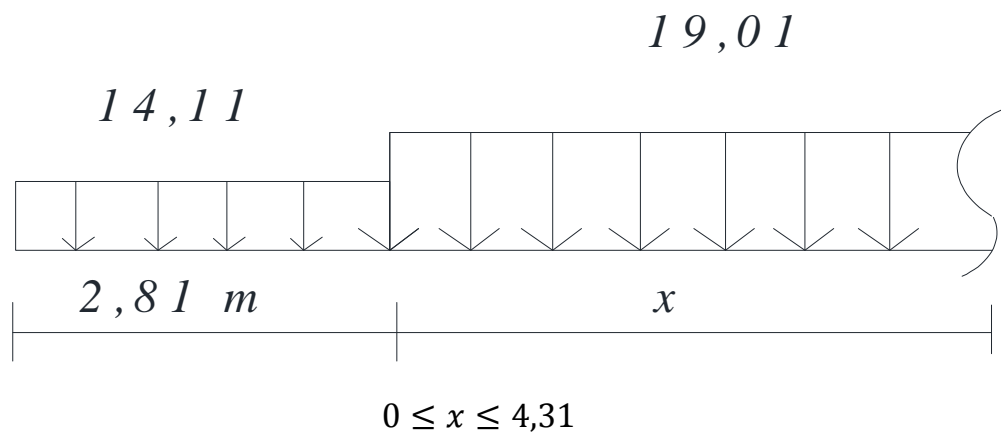
$$X = 2.81\text{m} \rightarrow T_y = -53.9 + 14.11 \times 2.81 = -14.25 \text{ KN}$$

$$M_z = R_B x - q_p L x^2 / 2$$

$$X = 0 \rightarrow M_z = 0$$

$$X = 2.81\text{m} \rightarrow M_z = 95.75 \text{ KNm}$$

**3<sup>ème</sup> tronçon:**



$$T_y = 53.9 - 14.11 \times 2.81 - 19.01 \times x$$

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_y = 14,25 \text{ KN} \rightarrow (x = 0) \\ T_y = -14,25 \text{ KN} \rightarrow (x = 1.5) \end{array} \right\}$$

✓ **Moments fléchissent**

$$M_z + 19,01 \times \frac{x^2}{2} - 14,11 \times 2,81(1,405 + x) - R_A(2,81 + x) = 0$$

$$M_z = -19,01 \times \frac{x^2}{2} + 53,9 \times (2,81 + x) - 39,64(1,405 + x)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_z = 95,75 \text{ KN.m} \rightarrow (x = 0) \\ M_z = 95,75 \text{ KN.m} \rightarrow (x = 1.5) \end{array} \right\}$$

**Calcul du point du moment max :**

$$T_y = 53,9 - (14,11 \cdot 2,81) - (19,01 \cdot x) = 0 \rightarrow x = 0,75 \text{ m}$$

D'où  $M_{\max} = M(3.56) = 71.42 \text{ kN.m}$

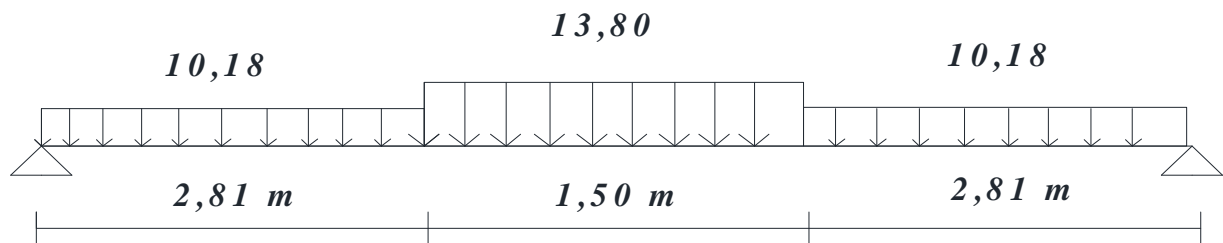
**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi-encastremets aux extrémités, on opte pour une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment max au niveau des appuis et en travées

-Aux appuis :  $-0.3M_{\max} = -21.42 \text{ kN.m}$

-En travée :  $0.85M_{\max} = 60.70 \text{ kN.m}$

**IV 4-1-3) Schéma statique à l'ELS :**



**Calcul des réactions d'appuis**

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0 \quad \Rightarrow R_A + R_B = 10.18 \times 2.81 + 13.8 \times 1.50 + 10.18 \times 2.81$$

$$R_A + R_B = 77.90 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$\Rightarrow R_A \times (7.12) = [(10.18 \times 2.81 \times 5.715) + (13.8 \times 1.5 \times 3.56) + (10.18 \times 2.81 \times 1.405)] \Rightarrow$$

$$R_A = 38.95 \text{ KN}$$

Ce qui donne  $R_B = 38.95 \text{ KN}$

**Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants****1<sup>er</sup> tronçon:**

- Pour  $0 \leq x \leq 2.81 \text{ m}$

$$T_y = R_A - q_p L^x$$

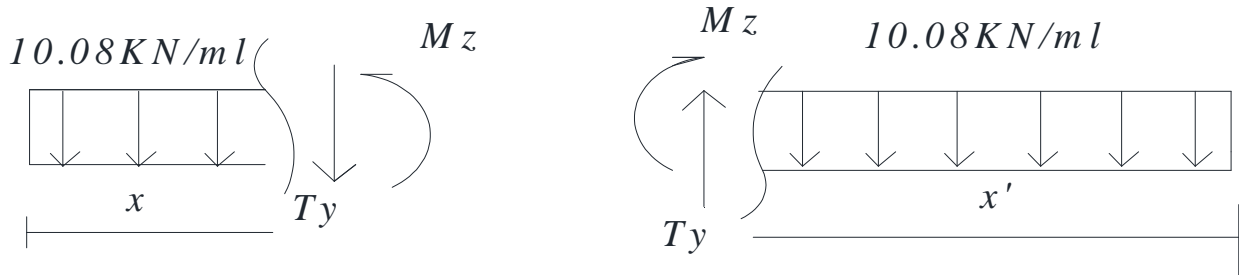
$$X = 0 \quad \rightarrow \quad T_y = R_A = 38.95 \text{ KN}$$

$$X = 2.81 \text{ m} \rightarrow T_y = 38.95 - 10.18 \times 2.81 = 10.34 \text{ KN}$$

$$M_z = R_A x - q_p L^2 / 2$$

$$X = 0 \quad \rightarrow M_z = 0$$

$$X = 2.81 \text{ m} \quad \rightarrow M_z = 57.41 \text{ KNm}$$



**2<sup>eme</sup> tronçon:**

- Pour  $0 \leq x' \leq 2.81\text{m}$

$$T_y = R_B - q_p L X$$

$$X = 0 \rightarrow T_y = -R_A = -38.95 \text{ KN}$$

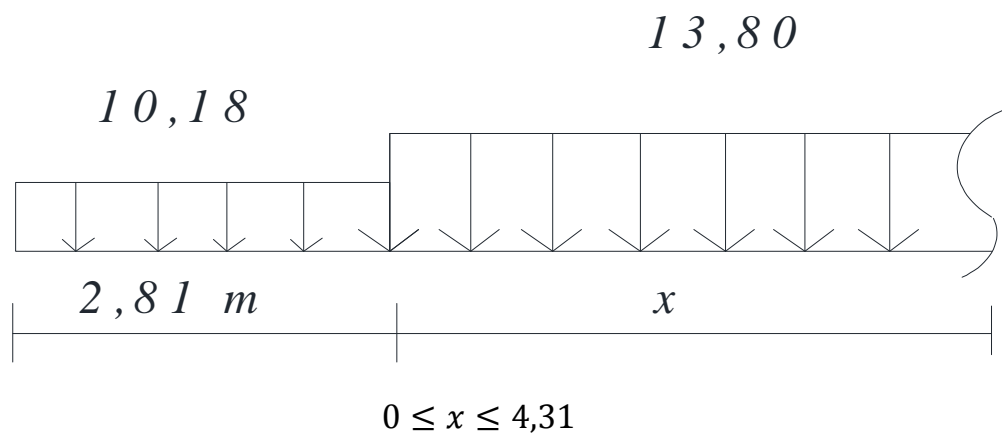
$$X = 2.81\text{m} \rightarrow T_y = -38.95 + 10.18 \times 2.81 = -10.34 \text{ KN}$$

$$M_z = R_B X - q_p L X^2 / 2$$

$$X = 0 \rightarrow M_z = 0$$

$$X = 2.81\text{m} \rightarrow M_z = 57.41 \text{ KNm}$$

**3<sup>eme</sup> tronçon:**



$$T_y = 38,95 - 10,18x2,81 - 13,80xX$$

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_y = 10,34 \text{ KN} \rightarrow (x = 0) \\ T_y = -10,34 \text{ KN} \rightarrow (x = 1.5) \end{array} \right\}$$

✓ **Moments fléchissent**

$$M_z + 13,8 \times \frac{x^2}{2} - 10,18 \times 2,81(1,405 + x) - R_A(2,81 + x) = 0$$

$$M_z = -13,80 \times \frac{x^2}{2} + 38,95 \times (2,81 + x) - 28,60(1,405 + x)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_z = 57,41 \text{ KN.m} \rightarrow (x = 0) \\ M_z = 57,41 \text{ KN.m} \rightarrow (x = 1.5) \end{array} \right\}$$

**Calcul du point du moment max :**

$$T_y = 38,95 - (10,18 \cdot 2,81) - (13,8 \cdot x) = 0 \rightarrow x = 0,75 \text{ m} \text{ où } M_{\max} = M(3,56) = 25,33 \text{ kN.m}$$

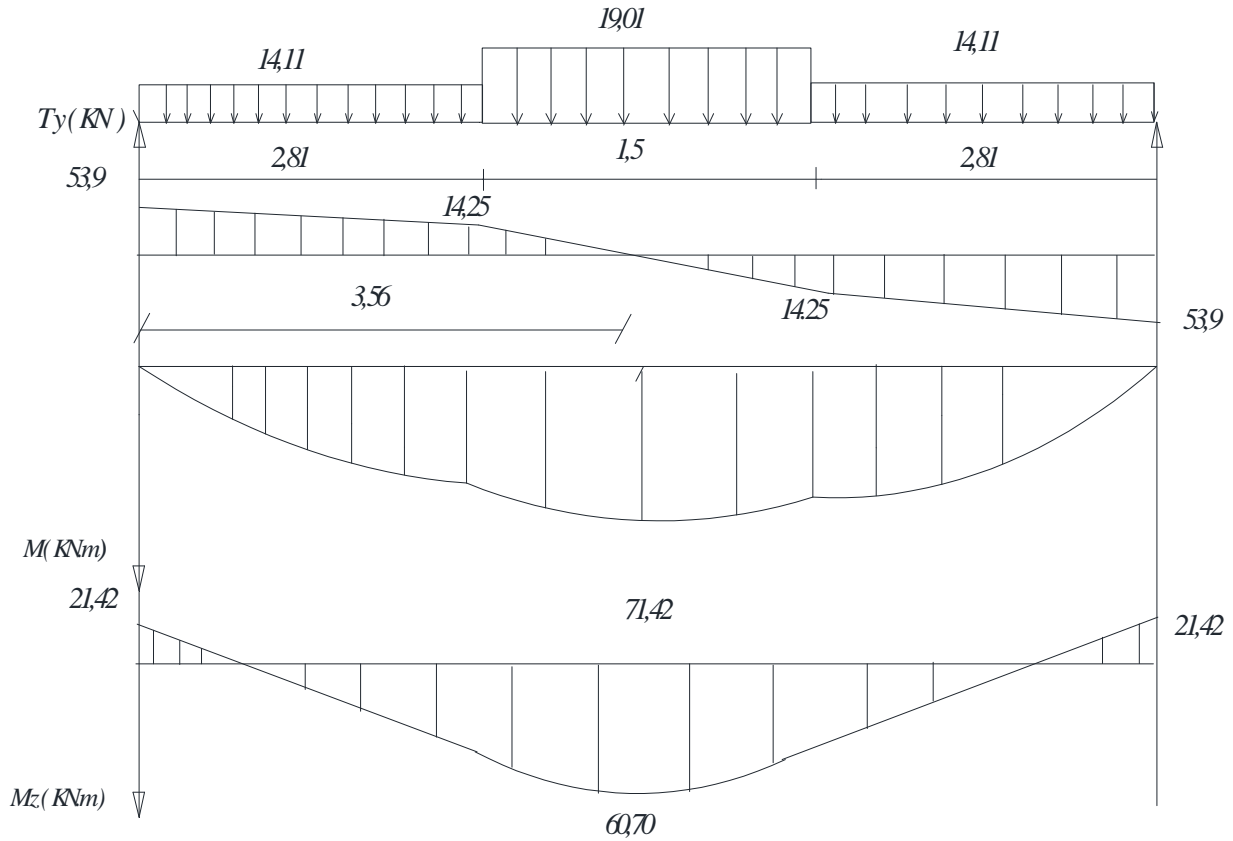
**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on opte pour une correction à l'aide de coefficients réducteurs pour le moment max au niveau des appuis et en travées

-Aux appuis :  $-0,3M_{\max} = -7,6 \text{ kN.m}$

-En travée :  $0,85M_{\max} = 21,53 \text{ kN.m}$

**IV 4-1-4) Les diagrammes des efforts internes :(ELU)**



**IV4-1-5) Calcul des armatures :**

Le calcul se fera en flexion simple en se référant aux Règles de BAEL pour une bande de 1m de longueur.

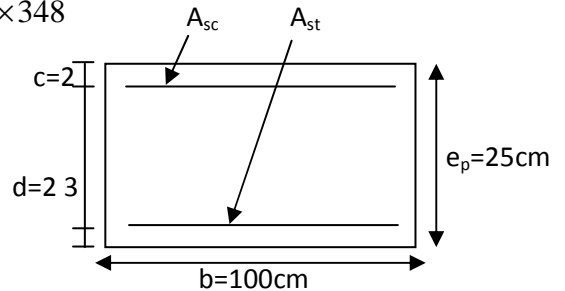
$$\mu = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{21.42 \times 10^3}{1 \times (0.23)^2 \times 14.2 \times 10^6} = 0.028 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

**.sur appuis :**  $M_u^a = 21.42 \text{ kn.m}$   $\mu = 0.014 \rightarrow \beta = 0.986$

$$A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{21.42 \times 10^3}{0.986 \times 23 \times 348} = 2.71 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 avec :  $A_a = 3.14 \text{ cm}^2$  (St=25cm)

.en travée :  $M_u^t = 60.70 \text{ KN.m}$



$$\mu = \frac{M_u^t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{60.70 \times 10^3}{1 \times (0,23)^2 \times 14,2 \times 10^6} = 0,08 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,041 \rightarrow \beta = 0,958$$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{60.7 \times 10^3}{0,958 \times 23 \times 348} = 7.61 \text{ cm}^2$$

soit : 5HA14 avec :  $A_t = 7.70 \text{ cm}^2$  ( $S_t = 20 \text{ cm}$ )

### Armatures de répartition

**Aux appuis :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2.$$

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

**En travées**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.925 \text{ cm}^2.$$

Soit 4HA8  $\rightarrow A_r = 2.01 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

### IV 4-1-6) Vérification à l'E.L.U :

#### a) Condition de non fragilité : (BAEL 91.Art.A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 23 \times \frac{2,1}{400} = 2.77 \text{ cm}^2$$

-sur appuis :  $A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow$  condition vérifiée.

-en travée :  $A_t = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow$  condition vérifiée.

#### b) Espacement des barres : (BAEL 91.Art.A.8.2.42)

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

**Armatures principales :**

$$St_{\max} \leq \min \{3h; 33cm\} = \{75, 33cm\} = 33cm$$

.sur appuis :  $St = 25cm < St_{\min} = 33cm \Rightarrow$  condition vérifiée

.en travée :  $St = 20cm < St_{\min} = 33cm \Rightarrow$  condition vérifiée

### Armatures de repartiions :

$$St_{\max} \leq \min\{4h; 45cm\} = \{100, 45cm\} = 45cm$$

.sur appuis :  $St = 25cm < St_{\min} = 45cm \Rightarrow$  condition vérifiée

.en travée :  $St = 25cm < St_{\min} = 45cm \Rightarrow$  condition vérifiée

### c) Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d}; 5MPa \right\} \text{----- Fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\tau} = 3,25MPa$$

$$T_{\max} = 53.9kn$$

$$\tau_u = \frac{53.9 \times 10^3}{10^3 \times 230} \Rightarrow \tau_u = 0,234MPa$$

$$\tau_u = 0,234MPa < \bar{\tau} = 3,25MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### d) Vérification à la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (BAEL 91mod 99.Art.A.6.1.3)

On vérifie que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot ft_{28}$

$\psi_s = 1,5$  Pour les hautes adhérences.

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15MPa$$

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9.d.\sum u_i}$$

$$u_i : \text{Périmètre utile de la barre « i »} \rightarrow \sum u_i = n\pi.\phi = 5 \times 3.14 \times 1.4 = 21.98cm$$

$$\tau_{se} = \frac{53.9}{0,9 \times 0.23 \times 219,8} = 1,18MPa < \bar{\tau}_{se} = 3,15MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**e) Ancrage des barres :( BAEL 91.Art.A.6.1.23).****La longueur de scellement droit :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_u} \text{ avec : } \bar{\tau}_{su} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 \rightarrow \bar{\tau}_{su} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_u} = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} \rightarrow L_s = 28,21 \text{ cm}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, on réalisera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à  $0,4L_s$  (Art A.6, 253/BAEL91)

$$L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 28,21 = 11,28 \text{ cm}$$

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

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

$$V_u^{\max} < \frac{0,4 f_{c28} \times 0,9 b d}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 2,5 \times 0,9 \times 23 \times 100}{1,5} = 1380 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} = 53,9 \text{ KN} < 1380 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

$$A_a \geq \left[ \frac{1,15}{f_e} \left( V_u^{\max} + \frac{Ma}{0,9d} \right) \right] \quad \text{avec } Ma = -21,42 \text{ KN.m}$$

$$\left[ \frac{1,15 \times 10}{400} \left( 53,9 - \frac{21,42 \times 10^2}{0,9 \times 23} \right) \right] = -1,42 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**IV 4-1-7) Vérification à l'ELS:**

- a) **Etat limite d'ouvertures des fissures :**

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

**b) Etat limite de résistance du béton en compression :**

- **Aux appuis :**
- **CONTRAINTE DANS L'ACIER :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 23} = 0.136$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.939 \rightarrow K_1 = 66.97$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{7.6 \times 10^6}{0.939 \times 230 \times 314} = 112.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 112,07 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **CONTRAINTE DANS LE BETON :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{112.07}{66.97} = 1.67 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**
- **CONTRAINTE DANS L'ACIER :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 7.70}{100 \times 23} = 0.334$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.910 \rightarrow K_1 = 40.56$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{21.53 \times 10^6}{0.910 \times 230 \times 770} = 133.59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 133,59 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **CONTRAINTE DANS LE BETON :**

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{133.59}{40.56} = 3.25 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**c) Etat limite de déformation :** [BAEL 91 Art B.6.5.3]

Nous pouvons dispenser du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2/ \frac{A_t}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 3/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{St}}{10 \cdot M_0}$$

$$1) \frac{0.25}{7.12} = 0.035 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

la 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est nécessaire.

**d) Calcul de la flèche (BAEL 91/Art B.6.5, 2) :**

Pour la vérification de la flèche, on utilise les formules suivantes :

$$f_v = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} ; \quad E_v = 10818,87 MPa.$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} ; \quad \lambda_v = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\rho \cdot \left( 2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b} \right)}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; \quad \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$$

$M_s$  : Moment de flexion dans la travée à l'ELS.

$L$  : La longueur de la travée.

$b$  : La largeur de la paillasse.

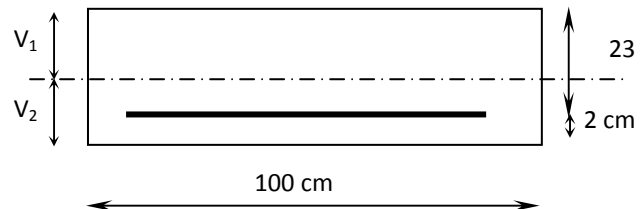
$I_0$  : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec ( $n = 15$ ).

$$I_0 = \frac{b}{3} \cdot (v_1^3 + v_2^3) + 15 \cdot A_{tra} \cdot (v_2 - c)^2$$

$v_1$  : La distance entre l'axe neutre de la section du béton et la fibre la plus comprimée ( $v_1 = \frac{S}{B_0}$ )

comprimée ( $v_1 = \frac{S}{B_0}$ )

$$S = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_{tra} \cdot d ; \quad B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A$$



$v_2$  : La distance entre l'axe neutre de la section du béton et le centre de gravité des armatures tendues ( $v_2 = h - v_1$ )

$f_{t28}$  : La résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours.

**A.N :**

Pour la travée étudiée, on a les caractéristiques suivantes :

$$b = 100\text{cm} \quad , \quad h = 25\text{cm} \quad , \quad c = 2\text{cm}$$

$$d = 23\text{cm} \quad , \quad A = 7,70\text{cm}^2$$

Avec

$$\checkmark B_0: \text{Aire de la section homogénéisée: } B_0 = b \cdot h + 15A_t$$

$$\checkmark S : \text{Moment statique : } S = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot d$$

$$B_0 = 2615.5\text{cm}^2 \quad ; \quad S = 33906.5\text{cm}^3$$

$$v_1 = \frac{33906.5}{2615.5} = 12.96\text{cm} \quad ; \quad v_2 = 25 - 12.96 = 12.04\text{cm}$$

$$I_0 = 142379.91\text{cm}^4$$

$$\left( \rho = \frac{7.7}{100 \times 23} = 0.0033 \right)$$

$$\lambda_v = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0033 \times \left[ 2 + \frac{3 \times 100}{100} \right]} = 6.36\text{MPa}$$

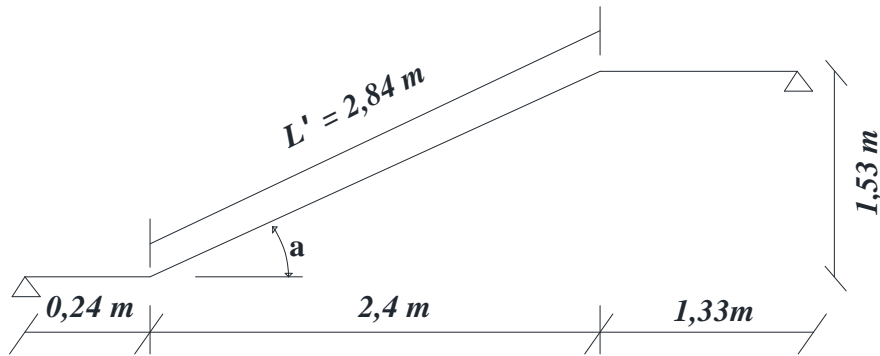
$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0033 \times 202 + 2.1} = 0.771$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 142379.91}{1 + 0.4 \times 6.36 \times 0.771} = 52886.01\text{cm}^4$$

$$\left. \begin{aligned} f_v &= \frac{21.53 \times (7.120)^2}{10 \times 10818.87 \times 10^3 \times 52886.01 \times 10^{-8}} = 0.019\text{mm} \\ f_v &= 0.019\text{mm} < \bar{f}_v = \frac{712}{500} = 1.424\text{mm} \end{aligned} \right\}$$

**Condition vérifiée.**

IV 4-2) Pour le 1<sup>er</sup> cas : 1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> volées :



#### IV 4-2-1) Pré dimensionnement du Palier et paillasse :

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

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

$$\text{Calcul de } \alpha : \operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{2,4} \qquad \operatorname{tg} \alpha = \frac{1,53}{2,4} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ$$

$$L' = \frac{2,4}{\cos 32,51} = 2,84 \text{ m}$$

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

$$L = 0,24 + 2,84 + 1,33 = 4,41 \text{ m}$$

$$441/30 \leq e_p \leq 441/20 \Rightarrow 14,7 \leq e_p \leq 22,05$$

On prend donc l'épaisseur  $e = 25 \text{ cm}$

**N.B :** Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient

Satisfaites

## IV4-2-2) Détermination des charges et surcharges :

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

## ➤ charges permanentes :

**Paillasse**

Eléments	Poids propre
Paillasse	$25 \times \frac{0.25}{\cos \alpha} = 7.41 \text{ KN/m}^2$
Marches	$25 \times \frac{0.17}{2} = 2.125 \text{ KN/m}^2$
Revêtement :	
Carrelage [2cm]	$20 \times 0.02 = 0.40 \text{ KN/mL}$
Mortier de pose	$20 \times 0.02 = 0.40 \text{ KN/mL}$
Garde corps	0.2 KN/mL
Lit de sable	$18 \times 0.02 = 0.36 \text{ KN/mL}$
Enduit de ciment (1.5cm)	$18 \times 0.015 = 0.27 \text{ KN/mL}$
	<b><math>G_{ps} = 11.165 \text{ KN/mL}</math></b>

**Palier**

Eléments	Poids propre
Palier	$25 \times 0.25 = 6.25 \text{ KN/m}^2$
Carrelage [2cm]	$22 \times 0.02 = 0.40 \text{ KN/ml}$
Mortier de pose	$20 \times 0.02 = 0.40 \text{ KN/ml}$
Lit de sable	$18 \times 0.02 = 0.36 \text{ KN/ml}$
Enduit de ciment (1.5cm)	$18 \times 0.015 = 0.27 \text{ KN/ml}$
	<b><math>G_{pl} = 7.68 \text{ KN/ml}</math></b>

## ➤ Surcharges d'exploitation

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

**IV4-2-3) Combinaison de charges :**

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q$$

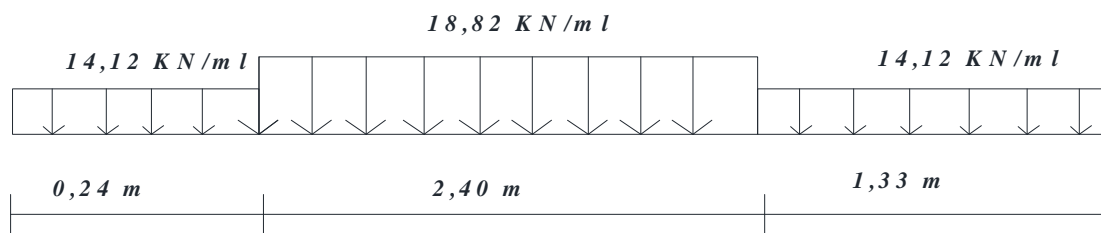
$$\text{.Paillasse} : q_u = (1,35 \times 11.165 + 1,5 \times 2.5) \times 1 = 18.82 \text{ KN/ml}$$

$$\text{.le palier} : q_u = (1,35 \times 7.68 + 1,5 \times 2.5) \times 1 = 14.12 \text{ KN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_s = G + Q$$

$$\text{.Paillasse} : q_s = (11.165 + 2.5) \times 1 = 13.66 \text{ KN/ml}$$

$$\text{.le palier} : q_s = (7.68 + 2.5) \times 1 = 10.18 \text{ KN/ml}$$

**Schéma statique à l'ELU :****Calcul des réactions d'appuis**

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 14.12 \times 0.24 + 18.82 \times 2.4 + 14.12 \times 1.33$$

$$R_A + R_B = 67.34 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$\Rightarrow R_A \times (3.97) = [ (14.12 \times 0.24 \times 3.85) + (18.82 \times 2.4 \times 2.53) + (14.12 \times 1.33 \times 0.665) ] \Rightarrow$$

$$R_A = 35.2 \text{ KN}$$

$$\text{Ce qui donne } R_B = 32.14 \text{ KN}$$

## Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants

### 1<sup>er</sup> tronçon:

- Pour  $0 \leq x \leq 0.24\text{m}$

$$T_y = R_A - q_p L x$$

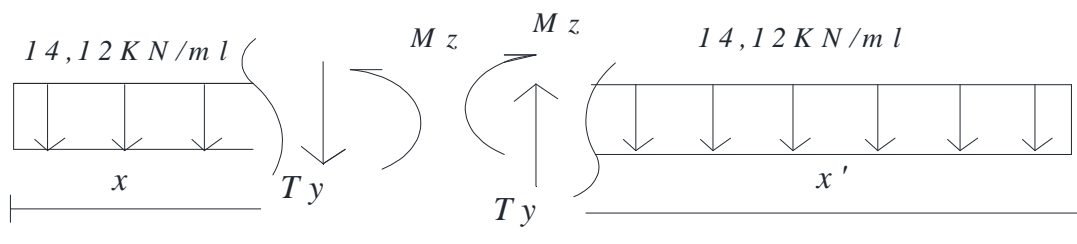
$$X = 0 \rightarrow T_y = R_A = 35.2 \text{ KN}$$

$$X = 0.24\text{m} \rightarrow T_y = 35.2 - 14.12 \times 0.24 = 31.81 \text{ KN}$$

$$M_Z = R_A x - q_p L x^2 / 2$$

$$X = 0 \rightarrow M_Z = 0$$

$$X = 0.24\text{m} \rightarrow M_Z = 8.04 \text{ KNm}$$



### 2<sup>ème</sup> tronçon:

- Pour  $0 \leq x' \leq 1.33\text{m}$

$$T_y = R_B - q_p L x'$$

$$X' = 0 \rightarrow T_y = - R_B = - 32.14 \text{ KN}$$

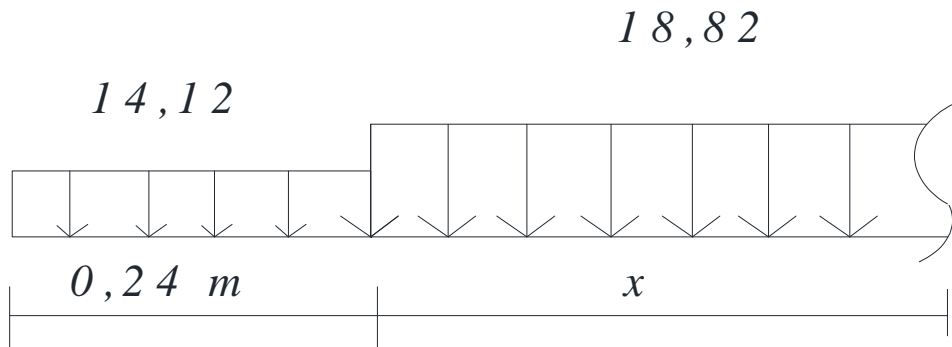
$$X' = 1.33\text{m} \rightarrow T_y = - 32.14 + 14.12 \times 1.33 = - 13.36 \text{ KN}$$

$$M_Z = R_B x' - q_p L x'^2 / 2$$

$$X' = 0 \rightarrow M_Z = 0$$

$$X' = 1.33\text{m} \rightarrow M_Z = 30.20 \text{ KNm}$$

3<sup>ème</sup> tronçon:



$$0 \leq x \leq 2.64$$

$$T_y = 35,2 - 14,12x0,24 - 18,82xX$$

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_y = 31,81 \text{ KN} \rightarrow (x = 0) \\ T_y = -13,36 \text{ KN} \rightarrow (x = 2.4) \end{array} \right\}$$

✓ **Moments fléchissent**

$$M_z + 18,82 \times \frac{x^2}{2} - 14,12 \times 0,24(0,12 + x) - R_A(0,24 + x) = 0$$

$$M_z = -18,82 \times \frac{x^2}{2} + 35,2 \times (0,24 + x) - 3,38(0,12 + x)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_z = 8,04 \text{ KN.m} \rightarrow (x = 0) \\ M_z = 30,20 \text{ KN.m} \rightarrow (x = 2.4) \end{array} \right\}$$

**Calcul du point du moment max :**

$$T_y = 35,2 - (14,12 \cdot 0,24) - (18,82 \cdot x) = 0 \rightarrow x = 1,69 \text{ m}$$

$$\text{D'où } M_{\max} = M(1,93) = 41,64 \text{ kN.m}$$

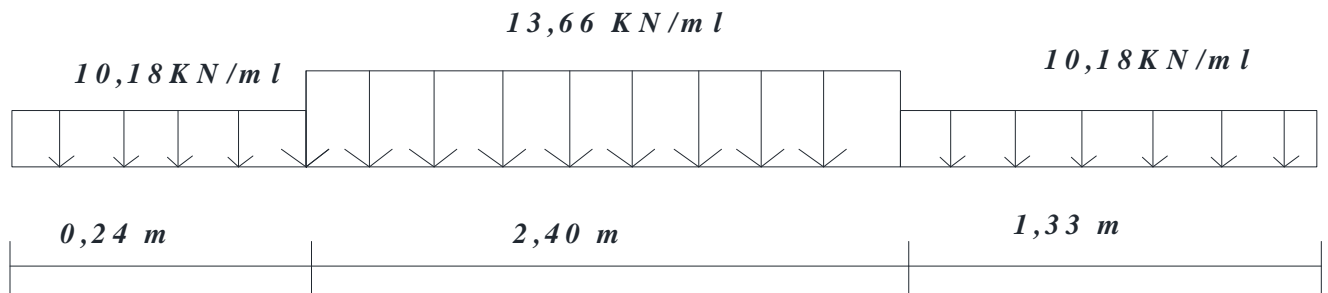
**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi-encastremets aux extrémités, on opte pour une correction à l'aide de coefficients réducteurs pour le moment max au niveau des appuis et en travées

-Aux appuis :             $-0.3M_{\max} = -12.49 \text{ kN.m}$

-En travée :             $0.85M_{\max} = 35.39 \text{ kN.m}$

## IV4-2-4) Schéma statique à l'ELS :



## Calcul des réactions d'appuis

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 10.18 \times 0.24 + 13.66 \times 2.4 + 10.18 \times 1.33$$

$$R_A + R_B = 48.76 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$\Rightarrow R_A \times (3.97) = [(10.18 \times 0.24 \times 3.85) + (13.66 \times 2.4 \times 2.53) + (10.18 \times 1.33 \times 0.665)] \Rightarrow$$

$$R_A = 25.53 \text{ KN}$$

Ce qui donne  $R_B = 23.23 \text{ KN}$

## Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants

1<sup>er</sup> tronçon:

- Pour  $0 \leq x \leq 0.24 \text{ m}$

$$T_y = R_A - q_p L x$$

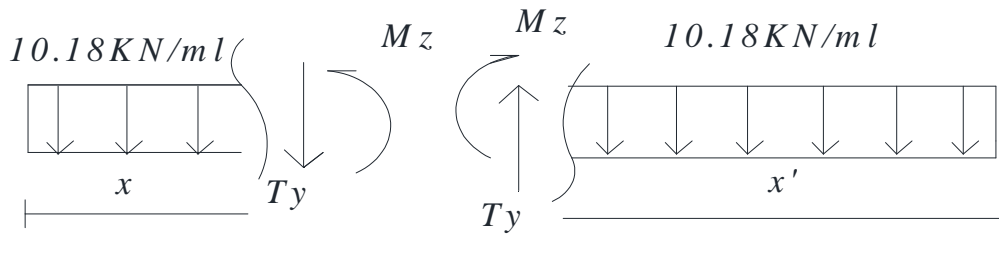
$$X = 0 \rightarrow T_y = R_A = 25.53 \text{ KN}$$

$$X = 0.24 \text{ m} \rightarrow T_y = 25.53 - 10.18 \times 0.24 = 23.00 \text{ KN}$$

$$M_z = R_A x - q_p L x^2 / 2$$

$$X = 0 \rightarrow M_z = 0$$

$$X = 0.24 \text{ m} \rightarrow M_z = 5.83 \text{ KNm}$$



**2<sup>ème</sup> tronçon:**

- Pour  $0 \leq x' \leq 1.33\text{m}$

$$T_y = R_B - q_p L x$$

$$x' = 0 \rightarrow T_y = - R_B = - 23.23 \text{ KN}$$

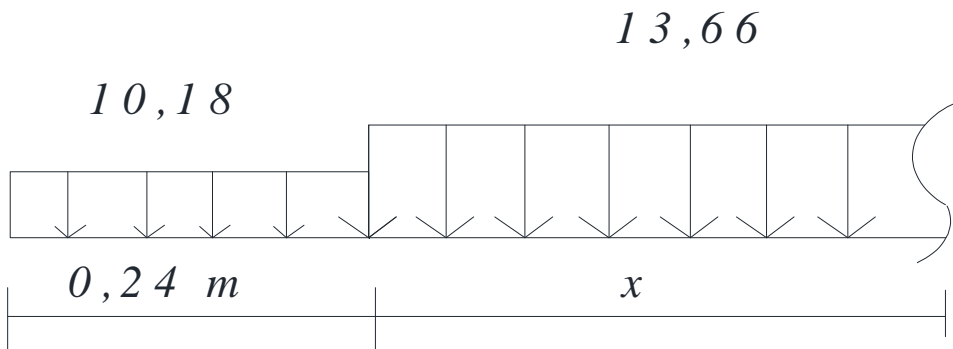
$$x' = 1.33\text{m} \rightarrow T_y = -23.23 + 10.18 \times 1.33 = - 9.69 \text{ KN}$$

$$M_z = R_B x - q_p L x^2 / 2$$

$$x' = 0 \rightarrow M_z = 0$$

$$x' = 1.33\text{m} \rightarrow M_z = 21.89 \text{ KNm}$$

**3<sup>ème</sup> tronçon:**



$$0 \leq x \leq 2.64$$

$$T_y = 25,53 - 10,18x_{0,24} - 13,66xX$$

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_y = 23 \text{ KN} \rightarrow (x = 0) \\ T_y = -9,69 \text{ KN} \rightarrow (x = 2.4) \end{array} \right\}$$

## ✓ Moments fléchissent

$$M_z + 13,66 \times \frac{x^2}{2} - 10,18 \times 0,24(0,12 + x) - R_A(0,24 + x) = 0$$

$$M_z = -13,66 \times \frac{x^2}{2} + 25,53 \times (0,24 + x) - 2,44(0,12 + x)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_z = 5,83 \text{ KN.m} \rightarrow (x = 0) \\ M_z = 21,89 \text{ KN.m} \rightarrow (x = 2,4) \end{array} \right\}$$

**Calcul du point du moment max :**

$$T_y = 25,53 - (10,18 \cdot 0,24) - (13,66 \cdot x) = 0 \rightarrow x = 1,69 \text{ m}$$

$$\text{D'où } M_{\max} = M(1,93) = 30,31 \text{ kN.m}$$

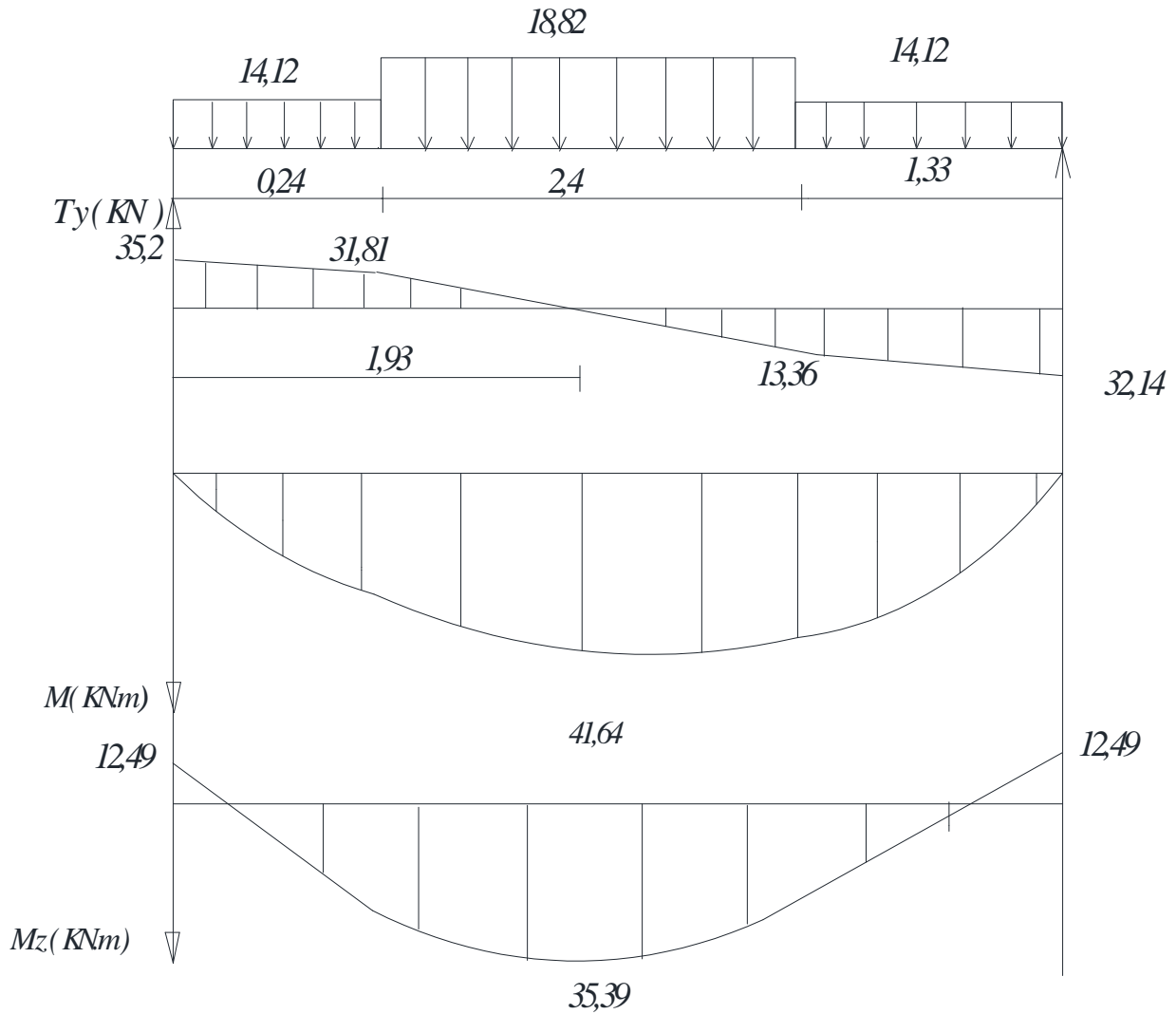
**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi-encastremets aux extrémités, on opte pour une correction à l'aide de coefficients réducteurs pour le moment max au niveau des appuis et en travées

$$\text{-Aux appuis : } -0,3M_{\max} = -9,09 \text{ kN.m}$$

$$\text{-En travée : } 0,85M_{\max} = 25,76 \text{ kN.m}$$

IV4-2-5) Les diagrammes des efforts internes :(ELU)



IV 4-2-6) Calcul des armatures :

Le calcul se fera en flexion simple en se référant aux Règles de BAEL, le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

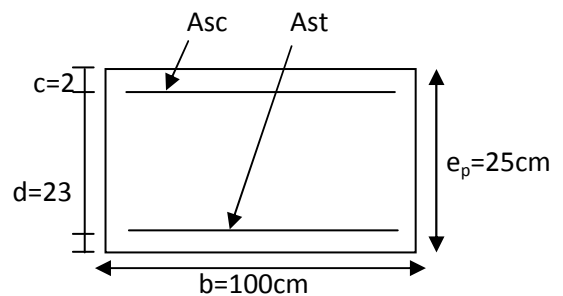
**.sur appuis :**  $M_u^a = 12,49 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{12,49 \times 10^3}{1 \times (0,23)^2 \times 14,2 \times 10^6} = 0,016 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,035 \rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12,49 \times 10^3}{0,992 \times 23 \times 348} = 1,57 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 avec :  $A_a = 3,14 \text{ cm}^2$  (St=25cm)



.en travée :  $M_u^t = 35,39 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u^t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{35,39 \times 10^3}{1 \times (0,23)^2 \times 14,2 \times 10^6} = 0,047 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,047 \rightarrow \beta = 0,975$$

$$A = \frac{M_u^t}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{35,39 \times 10^3}{0,975 \times 23 \times 348} = 4,53 \text{ cm}^2$$

soit : 5HA12 avec :  $A_t = 5.65 \text{ cm}^2$  ( $S_t = 20\text{cm}$ )

### Armatures de répartition

Aux appuis :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2.$$

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

En travées

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 →  $A_r = 2.01 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $S_t = 25\text{cm}$ .

### IV4-2-7) Vérification à l'E.L.U :

a/condition de non fragilité : (BAEL 91.Art.A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 23 \times \frac{2,1}{400} = 2,77 \text{ cm}^2$$

-sur appuis :  $A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow$  condition vérifiée.

-en travée :  $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow$  condition vérifiée.

b/espacement des barres : (BAEL 91.Art.A.8.2.42)

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

Armatures principales :

$$S_t \max \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \{75; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

.sur appuis :  $St = 25\text{cm} < St_{\min} = 33\text{cm} \Rightarrow$  condition vérifiée

.en travée :  $St = 20\text{ cm} < St_{\min} = 33\text{cm} \Rightarrow$  condition vérifiée

### Armatures de répartitions :

$$St_{\max} \leq \min\{4h; 45\text{cm}\} = \{100; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

.sur appuis :  $St = 25\text{cm} < St_{\min} = 45\text{cm} \Rightarrow$  condition vérifiée

.en travée :  $St = 25\text{ cm} < St_{\min} = 45\text{cm} \Rightarrow$  condition vérifiée

### c/vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \min\left\{0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right\} \text{----- Fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\tau} = 3,25\text{MPa}$$

$$T_{\max} = 35,2\text{ kN} \quad \tau_u = \frac{35,2 \times 10^3}{10^3 \times 230} \Rightarrow \tau_u = 0,153\text{MPa}$$

$\tau_u = 0,153\text{MPa} < \bar{\tau} = 3,25\text{MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée

### d/vérification à la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :( BAEL 91.Art.A.6.1.3)

On vérifie que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$

$\psi_s = 1,5$  Pour les hautes adhérences.

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

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9.d.\sum u_i}$$

$u_i$  : Périmètre utile de la barre « i »  $\rightarrow \sum u_i = n\pi.\phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84\text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{35,2}{0,9 \times 0,23 \times 188,4} = 0,902\text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e/ancrage des barres :( BAEL 91.Art.A.6.1.23).

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_u} \text{ avec : } \bar{\tau}_{su} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 \rightarrow \bar{\tau}_{su} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_u} = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} \rightarrow L_s = 28,21 \text{ cm}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, on réalisera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à  $0,4L_s$  (Art A.6, 253/BAEL91)

$$L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 28,21 = 11,28 \text{ cm}$$

f/ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

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

$$V_u^{\max} < \frac{0,4 f_{c28} \times 0,9 b d}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 2,5 \times 0,9 \times 23 \times 100}{1,5} = 1380 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} = 35,2 \text{ KN} < 1380 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

$$A_a \geq \left[ \frac{1,15}{f_e} \left( V_u^{\max} + \frac{Ma}{0,9d} \right) \right] \quad \text{avec } Ma = -12,49 \text{ KN.m}$$

$$\left[ \frac{1,15 \times 10}{400} \left( 35,2 - \frac{12,49 \times 10^2}{0,9 \times 23} \right) \right] = -0,2 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

IV4-2-8) Vérification à l'ELS:

a) Etat limite d'ouvertures des fissures :

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

b) Etat limite de résistance du Béton en compression :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \text{ et } \sigma_s = k_1 \cdot \sigma_{bc} \text{ et } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

- **Aux appuis :**

-CONTRAINTE DANS L'ACIER :

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 23} = 0.136$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.939 \rightarrow K_1 = 66.97$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{9.09 \times 10^6}{0.939 \times 230 \times 314} = 134.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 134,04 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

-CONTRAINTE DANS LE BETON :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{134.04}{66.97} = 2.01 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 23} = 0.245$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.921 \rightarrow K_1 = 48.29$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{25.76 \times 10^6}{0.921 \times 230 \times 565} = 213.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 213,89 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{213.89}{48.29} = 4.42 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**c) Etat limite de déformation :** [BAEL 91 Art B.6.5.3]

Nous pouvons dispenser du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 3/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10.M_0}$$

$$\frac{0.25}{3.97} = 0.062 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

la 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est nécessaire.

d) Calcul de la flèche (BAEL 91/Art B.6.5, 2) :

Pour la vérification de la flèche, on utilise les formules suivantes :

$$f_v = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} ; \quad E_v = 10818,86 \text{ MPa.}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} ; \quad \lambda_v = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\rho \cdot \left( 2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b} \right)}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; \quad \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$$

$M_s$  : Moment de flexion dans la travée à l'ELS.

$L$  : La longueur de la travée.

$b$  : La largeur de la paillasse.

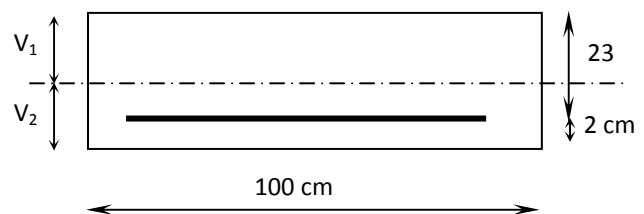
$I_0$  : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec ( $n=15$ ).

$$I_0 = \frac{b}{3} \cdot (v_1^3 + v_2^3) + 15 \cdot A_{tra} (v_2 - c)^2$$

$v_1$  : La distance entre l'axe neutre de la section du béton et la fibre la plus

comprimée ( $v_1 = \frac{S}{B_0}$ )

$$S = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_{tra} \cdot d ;$$



Aire de la section homogénéisée:

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A$$

$v_2$  : La distance entre l'axe neutre de la section du béton et le centre de gravité des armatures tendues ( $v_2 = h - v_1$ )

$f_{t28}$  : La résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours.

**A.N:**

Pour la travée étudiée, on a les caractéristiques suivantes :

$$b = 100 \text{ cm} \quad , \quad h = 25 \text{ cm} \quad , \quad c = 2 \text{ cm}$$

$$d = 23 \text{ cm} \quad , \quad A = 5,65 \text{ cm}^2$$

Avec

$$\checkmark \quad B_0: \text{Aire de la section homogénéisée: } B_0 = b \cdot h + 15A_t$$

$$\checkmark \quad S : \text{Moment statique : } S = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot d$$

$$B_0 = 2584,75 \text{ cm}^2 \quad ; \quad S = 33199,25 \text{ cm}^3$$

$$v_1 = \frac{33199,25}{2584,75} = 12,84 \text{ cm} \quad ; \quad v_2 = 25 - 12,84 = 12,16 \text{ cm}$$

$$I_0 = 139245,70 \text{ cm}^4$$

$$\left( \rho = \frac{5,65}{100 \times 23} = 0,0024 \right)$$

$$\lambda_v = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0024 \times \left[ 2 + \frac{3 \times 100}{100} \right]} = 8,75 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0024 \times 202 + 2,1} = 0,9$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 139245,7}{1 + 0,4 \times 8,75 \times 0,9} = 36908,5 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{25,76 \times (3,97)^2}{10 \times 10818,86 \times 10^3 \times 36908,5 \times 10^{-8}} = 0,010 \text{ mm} \left. \vphantom{f_v} \right\}$$

$$f_v = 0,010 \text{ mm} < \bar{f}_v = \frac{397}{500} = 0,794 \text{ mm} \left. \vphantom{f_v} \right\}$$

**Condition vérifiée.**

✓ Pour l'étage courant :

### Pré dimensionnement de l'escalier :

On prend en compte les dimensions des plans d'architectures et pour le pré dimensionnement on vérifie la formule de » **BLONDEL** »

#### • Caractéristiques techniques :

**Hauteur d'étage :**  $H = 3,06$  m.

Hauteur de la marche :  $16,5 \leq h \leq 17,5$  cm.

On adopte un:  **$h = 17$  cm.**

#### Le giron :

À partir de la formule de **BLONDEL**

On a:

$$59 \leq 2h + g \leq 64 \Leftrightarrow 59 - (2 \times 17) \leq g \leq 64 - (2 \times 17)$$

$$\Leftrightarrow 26 \leq g \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un:  **$g = 30$  cm**

#### Vérification de la loi de **BLONDEL** :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm.}$$

$$59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times (17) \leq 64 \text{ cm} \mapsto ?$$

$$59 \text{ cm} \leq 64 \leq 64 \text{ cm.} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée.}$$

#### o Le nombre de contremarches (n) est donné par :

$$n = H/h. \text{ alors : } n = 3.06/0.17 = 18.$$

Comme l'étage courant comporte trois paillasse, on aura alors 6 contremarches et 5 marches par volée.

- 1<sup>er</sup> et 3<sup>eme</sup> volée de 5 marches
- 2<sup>eme</sup> volée de 5 marches

#### IV4-3) Pour la 2<sup>eme</sup> volée :

##### IV4-3-1) Pré dimensionnement du Palier et paillasse :

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

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

$$\text{Calcul de } \alpha : \text{tg} \alpha = \frac{H}{1.5}, \quad \text{tg} \alpha = \frac{1.02}{1.5} = 0.68 \Rightarrow \alpha = 34.21^\circ$$

$$L' = \frac{1.5}{\cos \alpha} = 1.81m$$

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

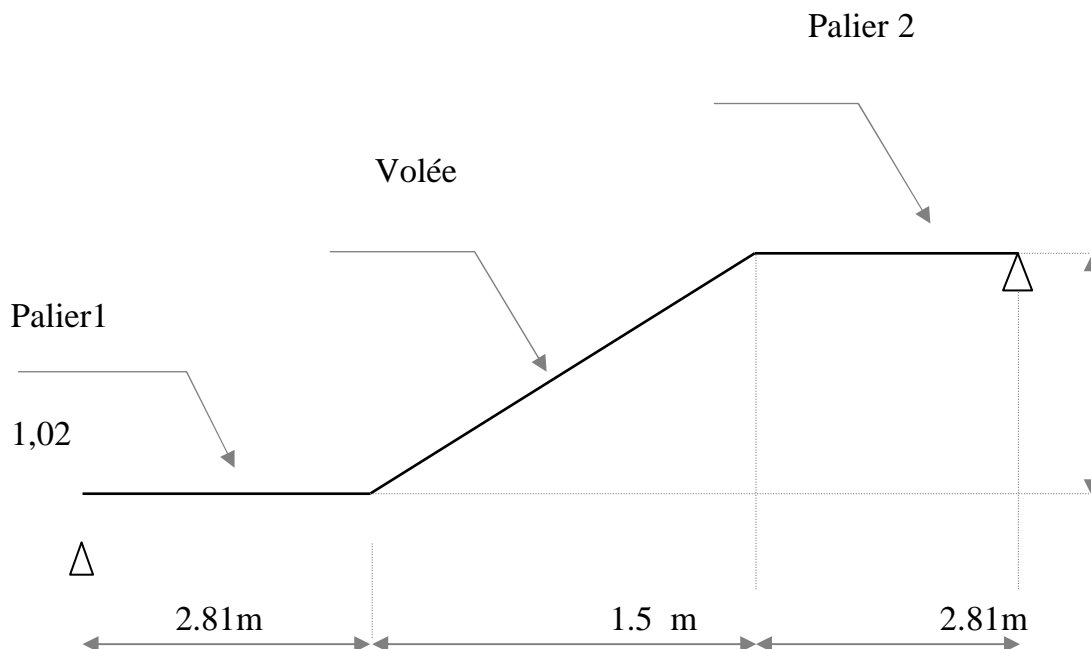
$$L = 2,81 + 2,81 + 1,81 = 7,43m$$

$$743/30 \leq e_p \leq 743/20 \Rightarrow 24,7 \leq e_p \leq 37,17$$

On prend donc l'épaisseur  $e=25$  cm

**N.B :** Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient Satisfaites



#### IV4-3-2) Détermination des charges et surcharges :

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

## ➤ charges permanentes :

Paillasse

Eléments	Poids propre
Paillasse	$25 \times \frac{0.25}{\cos \alpha} = 7.55 \text{ KN/m}^2$
Marches	$25 \times \frac{0.17}{2} = 2.125 \text{ KN/m}^2$
Revêtement :	
Carrelage [2cm]	$20 \times 0.02 = 0.40 \text{ KN/mL}$
Mortier de pose	$20 \times 0.02 = 0.40 \text{ KN/mL}$
Garde corps	0.2 KN/mL
Lit de sable	$18 \times 0.02 = 0.36 \text{ KN/mL}$
Enduit de ciment (1.5cm)	$18 \times 0.015 = 0.27 \text{ KN/mL}$
	<b><math>G_{ps} = 11.305 \text{ KN/mL}</math></b>

Palier

Eléments	Poids propre
Palier	$25 \times 0.25 = 6.25 \text{ KN/m}^2$
Carrelage [2cm]	$22 \times 0.02 = 0.40 \text{ KN/ml}$
Mortier de pose	$20 \times 0.02 = 0.40 \text{ KN/ml}$
Lit de sable	$18 \times 0.02 = 0.36 \text{ KN/ml}$
Enduit de ciment (1.5cm)	$18 \times 0.015 = 0.27$ KN/ml
	<b><math>G_{pl} = 7.68 \text{ KN/ml}</math></b>

## ➤ Surcharges d'exploitation

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

## IV4-3-3) Combinaison de charges :

E.L.U :  $q_u = 1,35G + 1,5Q$

.Paillasse :  $q_u = (1,35 \times 11.305 + 1,5 \times 2.5) \times 1 = 19.01 \text{ KN/m}$

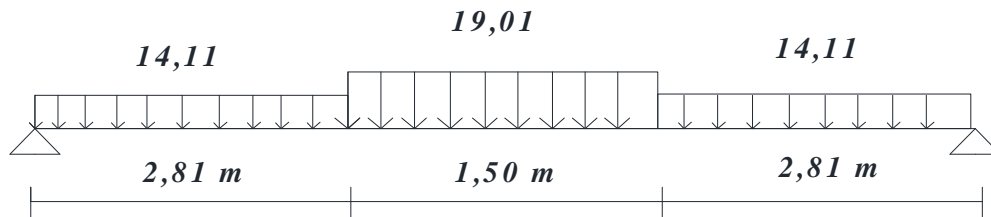
.le palier :  $q_u = (1,35 \times 7.68 + 1,5 \times 2.5) \times 1 = 14.11 \text{ KN/m}$

E.L.S :  $q_s = G + Q$

.Paillasse :  $q_s = (11.305 + 2.5) \times 1 = 13.80 \text{ KN/m}$

.le palier :  $q_s = (7.68 + 2.5) \times 1 = 10.18 \text{ KN/m}$

**.Schéma statique à l' ELU :**



**Calcul des réactions d'appuis**

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0 \quad \Rightarrow R_A + R_B = 14.11 \times 2.81 + 19.01 \times 1.50 + 14.11 \times 2.81$$

$$R_A + R_B = 107.80 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/B = 0$$

$$\Rightarrow R_A \times (7.12) = [(14.11 \times 2.81 \times 5.715) + (19.01 \times 1.5 \times 3.56) + (14.11 \times 2.81 \times 1.405)] \Rightarrow$$

$$R_A = 53.9 \text{ KN} \text{ Ce qui donne } R_B = 53.9 \text{ KN}$$

**Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants**

**1<sup>er</sup> tronçon:** Pour  $0 \leq x \leq 2.81 \text{ m}$

$$T_y = R_A - q_p L x$$

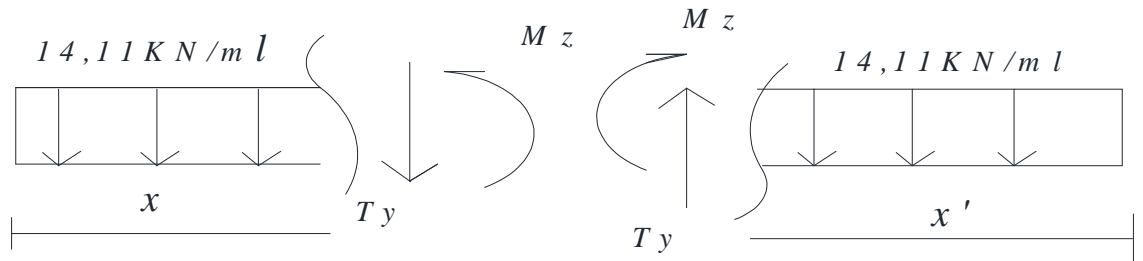
$$X = 0 \quad \rightarrow \quad T_y = R_A = 53.9 \text{ KN}$$

$$X = 2.81 \text{ m} \quad \rightarrow \quad T_y = 53.9 - 14.11 \times 2.81 = 14.25 \text{ KN}$$

$$M_z = R_A x - q_p L x^2 / 2$$

$$X = 0 \quad \rightarrow \quad M_z = 0$$

$$X = 2.81\text{m} \rightarrow M_z = 95.75 \text{ KNm}$$



**2<sup>ème</sup> tronçon:** Pour  $0 \leq x' \leq 2.81\text{m}$

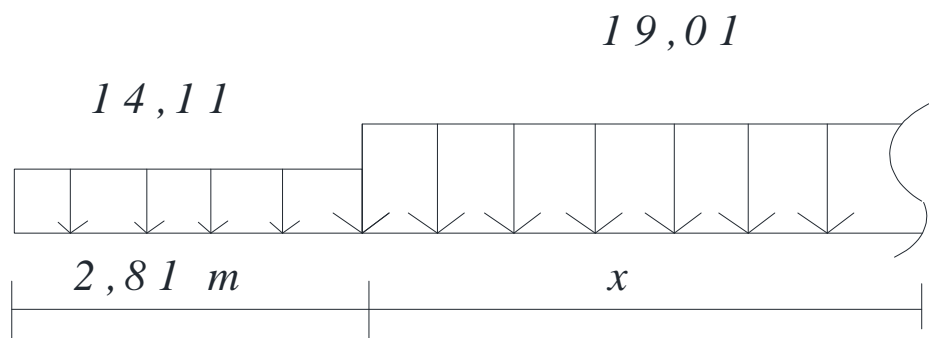
$$T_y = R_B - q_{pl}xX' = 0 \rightarrow T_y = -R_A = -53.9 \text{ KN}$$

$$X' = 2.81\text{m} \rightarrow T_y = -53.9 + 14.11 \times 2.81 = -14.25 \text{ KN}$$

$$M_z = R_B x - q_{pl}x^2/2 X' = 0 \rightarrow M_z = 0$$

$$X' = 2.81\text{m} \rightarrow M_z = 95.75 \text{ KNm}$$

**3<sup>ème</sup> tronçon:**



$$0 \leq x \leq 4.31$$

$$T_y = 53.9 - 14.11 \times 2.81 - 19.01 \times x$$

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_y = 14.25 \text{ KN} \rightarrow (x = 0) \\ T_y = -14.25 \text{ KN} \rightarrow (x = 1.5) \end{array} \right\}$$

## ✓ Moments fléchissent

$$M_z + 19,01 \times \frac{x^2}{2} - 14,11 \times 2,81(1,405 + x) - R_A(2,81 + x) = 0$$

$$M_z = -19,01 \times \frac{x^2}{2} + 53,9 \times (2,81 + x) - 39,64(1,405 + x)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_z = 95,75 \text{ KN.m} \rightarrow (x = 0) \\ M_z = 84,63 \text{ KN.m} \rightarrow (x = 1,5) \end{array} \right\}$$

## Calcul du point du moment max :

$$T_y = 53,9 - (14,11 \cdot 2,81) - (19,01 \cdot x) = 0 \rightarrow x = 0,75 \text{ m}$$

$$\text{D'où } M_{\max} = M(3,56) = 71,42 \text{ kN.m}$$

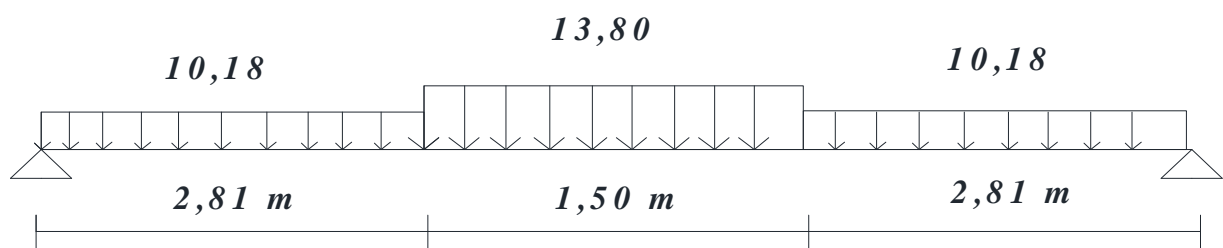
## Remarque :

Afin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on opte pour une correction à l'aide de coefficients réducteurs pour le moment max au niveau des appuis et en travées

$$\text{-Aux appuis : } -0,3M_{\max} = -21,42 \text{ kN.m}$$

$$\text{-En travée : } 0,85M_{\max} = 60,70 \text{ kN.m}$$

## .Schéma statique à l'ELS :



## Calcul des réactions d'appuis

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0 \quad \Rightarrow R_A + R_B = 10,18 \times 2,81 + 13,8 \times 1,50 + 10,18 \times 2,81$$

$$R_A + R_B = 77,90 \text{ kN}$$

$$\Sigma M/B = 0$$

$$\Rightarrow R_A \times (7.12) = [(10.18 \times 2.81 \times 5.715) + (13.8 \times 1.5 \times 3.56) + (10.18 \times 2.81 \times 1.405)] \Rightarrow$$

$$R_A = 38.95 \text{ KN} \quad \text{Ce qui donne } R_B = 38.95 \text{ KN}$$

### Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants

**1<sup>er</sup> tronçon:** Pour  $0 \leq x \leq 2.81\text{m}$

$$T_y = R_A - q_p L x$$

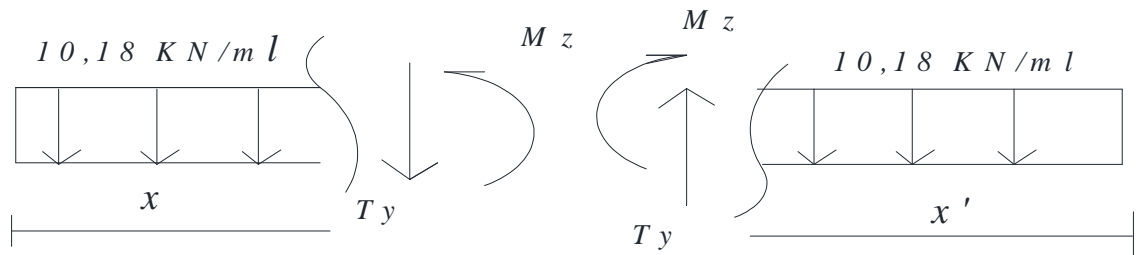
$$X = 0 \rightarrow T_y = R_A = 38.95 \text{ KN}$$

$$X = 2.81\text{m} \rightarrow T_y = 38.95 - 10.18 \times 2.81 = 10.34 \text{ KN}$$

$$M_z = R_A x - q_p L x^2 / 2$$

$$X = 0 \rightarrow M_z = 0$$

$$X = 2.81\text{m} \rightarrow M_z = 57.41 \text{ KNm}$$



**2<sup>eme</sup> tronçon:**

- Pour  $0 \leq x' \leq 2.81\text{m}$

$$T_y = R_B - q_p L x'$$

$$X = 0 \rightarrow T_y = -R_B = -38.95 \text{ KN}$$

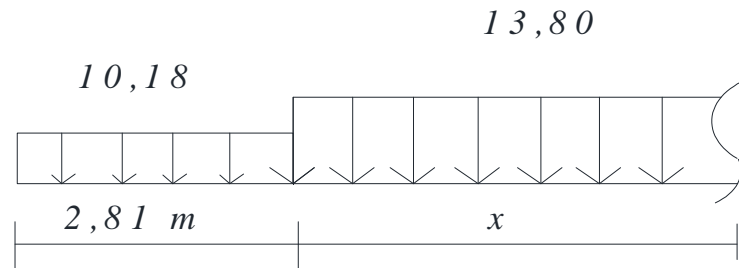
$$X = 2.81\text{m} \rightarrow T_y = -38.95 + 10.18 \times 2.81 = -10.34 \text{ KN}$$

$$M_z = R_B x' - q_p L x'^2 / 2$$

$$X = 0 \rightarrow M_z = 0$$

$$X = 2.81\text{m} \rightarrow M_z = 57.41 \text{ KNm}$$

3<sup>ème</sup> tronçon:



$$0 \leq x \leq 4,31$$

$$T_y = 38,95 - 10,18x2,81 - 13,80xX$$

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_y = 10,34 \text{ KN} \rightarrow (x = 0) \\ T_y = -10,34 \text{ KN} \rightarrow (x = 1,5) \end{array} \right\}$$

✓ Moments fléchissent

$$M_z + 13,80 \times \frac{x^2}{2} - 10,18 \times 2,81(1,405 + x) - R_A(2,81 + x) = 0$$

$$M_z = -13,80 \times \frac{x^2}{2} + 38,95 \times (2,81 + x) - 28,60(1,405 + x)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_z = 57,41 \text{ KN.m} \rightarrow (x = 0) \\ M_z = 30,31 \text{ KN.m} \rightarrow (x = 1,5) \end{array} \right\}$$

Calcul du point du moment max :

$$T_y = 38,95 - (10,18 \cdot 2,81) - (13,8 \cdot x) = 0 \rightarrow x = 0,75 \text{ m}$$

$$\text{D'où } M_{\max} = M(0,75) = 25,33 \text{ kN.m}$$

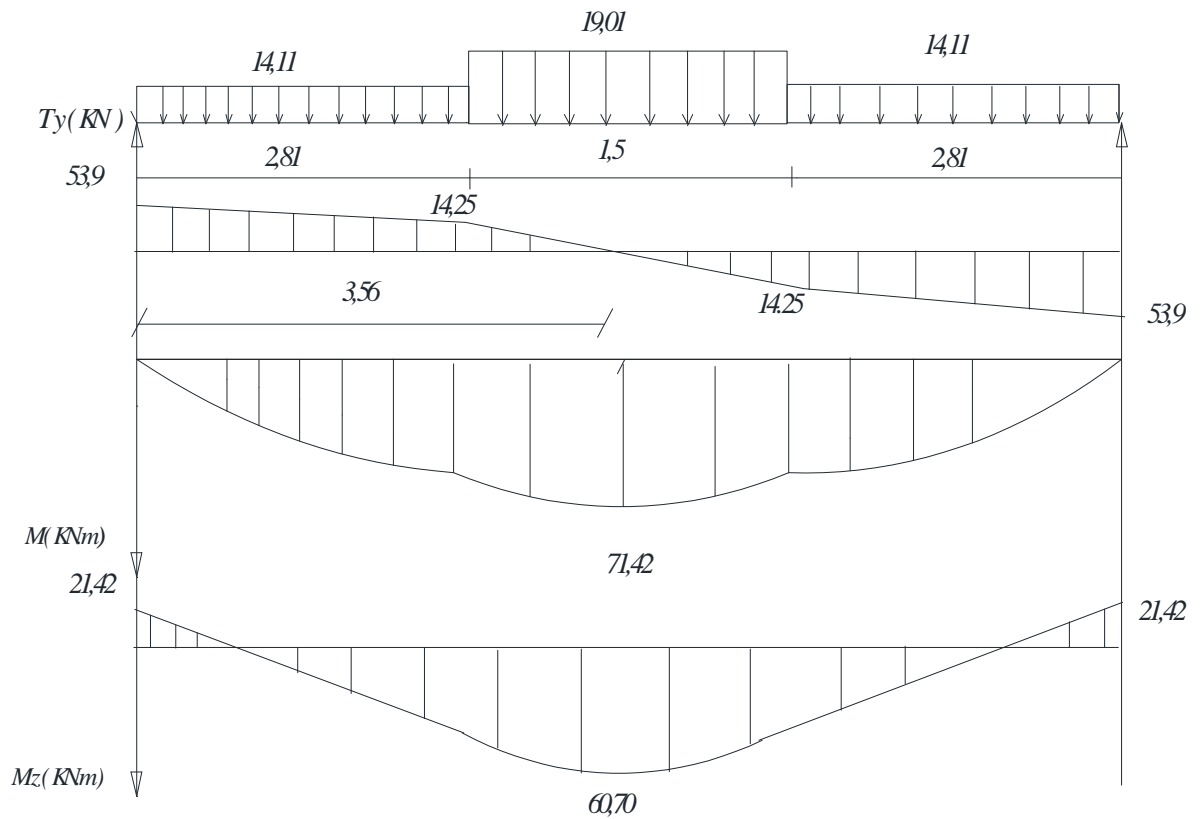
Remarque :

Afin de tenir compte des semi-encastremets aux extrémités, on opte pour une correction à l'aide de coefficients réducteurs pour le moment max au niveau des appuis et en travées

$$\text{-Aux appuis : } -0,3M_{\max} = -7,6 \text{ kN.m}$$

$$\text{-En travée : } 0,85M_{\max} = 21,53 \text{ kN.m}$$

IV4-3-4) Les diagrammes des efforts internes :(ELU)



IV4-3-5) Calcul des armatures :

Le calcul se fera en flexion simple en se référant aux Règles de BAEL le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

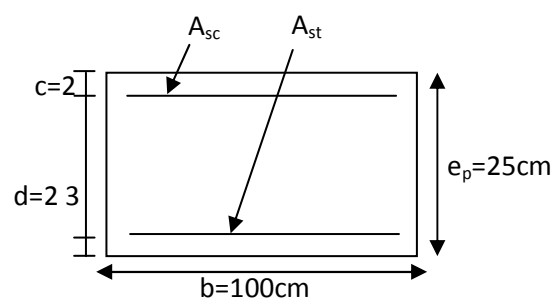
sur appuis :  $M_u^a = 21.42kn.m$

$$\mu = \frac{M_u^a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{21.42 \times 10^3}{1 \times (0.23)^2 \times 14.2 \times 10^6} = 0.028 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0.014 \rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{21.42 \times 10^3}{0.986 \times 23 \times 348} = 2.71cm^2$$

Soit : 4HA10 avec :  $A_a = 3.14cm^2$  (St=25cm)



.en travée :  $M_u^t = 60.70 \text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u^t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{60.70 \times 10^3}{1 \times (0.23)^2 \times 14.2 \times 10^6} = 0.08 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.041 \rightarrow \beta = 0.958$$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{60.7 \times 10^3}{0.958 \times 23 \times 348} = 7.61 \text{cm}^2$$

soit : 5HA14 avec :  $A_t = 7.70 \text{cm}^2$  ( $S_t = 20 \text{cm}$ )

### Armatures de répartition

#### Aux appuis :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2.$$

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

#### En travées

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.925 \text{cm}^2.$$

Soit 4HA8 →  $A_r = 2.01 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $S_t = 25 \text{cm}$ .

### IV4-3-6) Vérification à l'E.L.U :

#### a/condition de non fragilité :(BAEL 91.Art.A.4.2.1)

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

-sur appuis :  $A_a = 3.14 \text{cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow$  condition vérifiée.

-en travée :  $A_t = 7.70 \text{cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow$  condition vérifiée.

#### b/espacement des barres : (BAEL 91.Art.A.8.2.42)

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

**Armatures principales :**

$$St_{\max} \leq \min \{3h; 33cm\} = \{75,33cm\} = 33cm$$

.sur appuis :  $St = 25cm < St_{\min} = 33cm \Rightarrow$  condition vérifiée

.en travée :  $St = 20cm < St_{\min} = 33cm \Rightarrow$  condition vérifiée

**Armatures de repartiions :**

$$St_{\max} \leq \min\{4h; 45cm\} = \{100,45cm\} = 45cm$$

.sur appuis :  $St = 25cm < St_{\min} = 45cm \Rightarrow$  condition vérifiée

.en travée :  $St = 25cm < St_{\min} = 45cm \Rightarrow$  condition vérifiée

**c/vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \min\left\{0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d}; 5MPa\right\} \text{----- Fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\tau} = 3,25MPa$$

$$T_{\max} = 53.9kn$$

$$\tau_u = \frac{53.9 \times 10^3}{10^3 \times 230} \Rightarrow \tau_u = 0,234MPa$$

$$\tau_u = 0,234MPa < \bar{\tau} = 3,25MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**d/vérification à la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :( BAEL 91.Art.A.6.1.3)**

On vérifie que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$

$\psi_s = 1,5$  Pour les hautes adhérences.

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15MPa$$

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9.d \cdot \sum u_i}$$

$$u_i : \text{Périmètre utile de la barre « i »} \rightarrow \sum u_i = n\pi \cdot \phi = 5 \times 3.14 \times 1.4 = 21.98cm$$

$$\tau_{se} = \frac{53.9}{0.9 \times 0.23 \times 219.8} = 1.18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**e/ancrage des barres :( BAEL 91.Art.A.6.1.23).**

**La longueur de scellement droit :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_u} \text{ avec : } \bar{\tau}_{su} = 0.6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 \rightarrow \bar{\tau}_{su} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_u} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} \rightarrow L_s = 28.21 \text{ cm}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, on réalisera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à  $0.4L_s$  (Art A.6, 253/BAEL91)

$$L_c = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 28.21 = 11.28 \text{ cm}$$

**f/ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

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

$$V_u^{\max} < \frac{0.4 f_{c28} \times 0.9 b d}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 2.5 \times 0.9 \times 23 \times 100}{1.5} = 1380 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} = 53.9 \text{ KN} < 1380 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

$$A_a \geq \left[ \frac{1.15}{f_e} \left( V_u^{\max} + \frac{Ma}{0.9d} \right) \right] \quad \text{avec } Ma = -21.42 \text{ KN.m}$$

$$\left[ \frac{1.15 \times 10}{400} \left( 53.9 - \frac{21.42 \times 10^2}{0.9 \times 23} \right) \right] = -1.42 \text{ cm}^2 < 0$$

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

**IV4-3-7) Vérification à l'ELS:**

**a) Etat limite d'ouvertures des fissures :**

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

**a) Etat limite de résistance du béton en compression :**

- Aux appuis :
- CONTRAINTE DANS L'ACIER :

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 23} = 0.136$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.939 \rightarrow K_1 = 66.97$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{7.6 \times 10^6}{0.939 \times 230 \times 314} = 112.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 112,07 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- CONTRAINTE DANS LE BETON :

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{112.07}{66.97} = 1.67 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée :
- CONTRAINTE DANS L'ACIER :

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 7.70}{100 \times 23} = 0.334$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.910 \rightarrow K_1 = 40.56$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{21.53 \times 10^6}{0.910 \times 230 \times 770} = 133.59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 133,59 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- CONTRAINTE DANS LE BETON :

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{133.59}{40.56} = 3.25 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**c) Etat limite de déformation :** [BAEL 91 Art B.6.5.3]

Nous pouvons dispenser du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 3/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10.M_0}$$

$$1) \frac{0.25}{7.12} = 0.035 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

la 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est nécessaire.

**d) Calcul de la flèche (BAEL 91/Art B.6.5, 2) :**

Pour la vérification de la flèche, on utilise les formules suivantes :

$$f_v = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} ; \quad E_v = 10818,87 \text{ MPa}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} ; \quad \lambda_v = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\rho \cdot \left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; \quad \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$$

$M_s$  : Moment de flexion dans la travée à l'ELS.

$L$  : La longueur de la travée.

$b$  : La largeur de la paille.

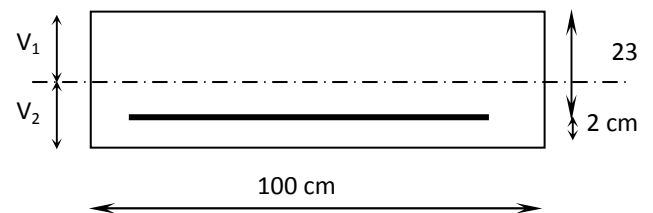
$I_0$  : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec ( $n=15$ ).

$$I_0 = \frac{b}{3} \cdot (v_1^3 + v_2^3) + 15 \cdot A_{tra} \cdot (v_2 - c)^2$$

$v_1$  : La distance entre l'axe neutre de la section du béton et la fibre la plus

comprimée ( $v_1 = \frac{S}{B_0}$ )

$$S = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_{tra} \cdot d ; \quad B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A$$



$v_2$  : La distance entre l'axe neutre de la section du béton et le centre de gravité des armatures tendues ( $v_2 = h - v_1$ )

$f_{t28}$  : La résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours.

A.N :

Pour la travée étudiée, on a les caractéristiques suivantes :

$$b = 100\text{cm} \quad , \quad h = 25\text{cm} \quad , \quad c = 2\text{cm}$$

$$d = 23\text{cm} \quad , \quad A = 7,70\text{cm}^2$$

Avec

$$\checkmark B_0: \text{Aire de la section homogénéisée: } B_0 = b \cdot h + 15A_t$$

$$\checkmark S : \text{Moment statique : } S = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot d$$

$$B_0 = 2615.5\text{cm}^2 \quad ; \quad S = 33906.5\text{cm}^3$$

$$v_1 = \frac{33906.5}{2615.5} = 12.96\text{cm} \quad ; \quad v_2 = 25 - 12.96 = 12.04\text{cm}$$

$$I_0 = 142379.91\text{cm}^4$$

$$\left( \rho = \frac{7.7}{100 \times 23} = 0.0033 \right)$$

$$\lambda_v = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0033 \times \left[ 2 + \frac{3 \times 100}{100} \right]} = 6.36\text{MPa}$$

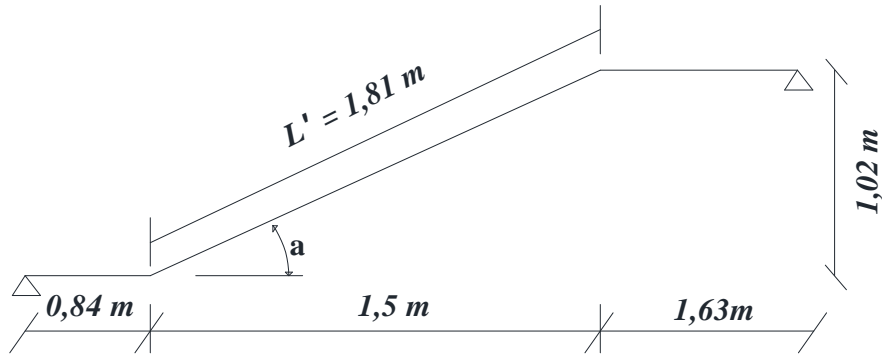
$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0033 \times 202 + 2.1} = 0.771$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 142379.91}{1 + 0.4 \times 6.36 \times 0.771} = 52886.01\text{cm}^4$$

$$\left. \begin{aligned} f_v &= \frac{21.53 \times (7.120)^2}{10 \times 10818.87 \times 10^3 \times 52886.01 \times 10^{-8}} = 0.019\text{mm} \\ f_v &= 0.019\text{mm} < \bar{f}_v = \frac{712}{500} = 1.424\text{mm} \end{aligned} \right\}$$

**Condition vérifiée.**

IV 4-4) Pour le 1<sup>er</sup> cas : 1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> volées :



IV 4-4-1) Pré dimensionnement du Palier et paillasse :

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

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

$$\text{Calcul de } \alpha : \operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{1.5} \qquad \operatorname{tg} \alpha = \frac{1.02}{1.5} = 0.68 \Rightarrow \alpha = 34.21^\circ$$

$$L' = \frac{1.5}{\cos 34.21} = 1.81m$$

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

$$L = 0,84 + 1,81 + 1,63 = 4,28m$$

$$428/30 \leq e_p \leq 428/20 \Rightarrow 14,26 \leq e_p \leq 21,4$$

On prend donc l'épaisseur  $e = 25$  cm

**N.B :** Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient Satisfaites

**IV4-4-2) Détermination des charges et surcharges :**

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

**➤ charges permanentes :****Paillasse**

Eléments	Poids propre
Paillasse	$25 \times \frac{0.25}{\cos \alpha} = 7.55 \text{ KN/m}^2$
Marches	$25 \times \frac{0.17}{2} = 2.125 \text{ KN/m}^2$
Revêtement :	
Carrelage [2cm]	$20 \times 0.02 = 0.40 \text{ KN/mL}$
Mortier de pose	$20 \times 0.02 = 0.40 \text{ KN/mL}$
Garde corps	0.2 KN/mL
Lit de sable	$18 \times 0.02 = 0.36 \text{ KN/mL}$
Enduit de ciment (1.5cm)	$18 \times 0.015 = 0.27 \text{ KN/mL}$
	<b><math>G_{ps} = 11.305 \text{ KN/mL}</math></b>

**Palier**

Eléments	Poids propre
Palier	$25 \times 0.25 = 6.25 \text{ KN/m}^2$
Carrelage [2cm]	$22 \times 0.02 = 0.40 \text{ KN/ml}$
Mortier de pose	$20 \times 0.02 = 0.40 \text{ KN/ml}$
Lit de sable	$18 \times 0.02 = 0.36 \text{ KN/ml}$
Enduit de ciment (1.5cm)	$18 \times 0.015 = 0.27$ KN/ml
	<b><math>G_{pl} = 7.68 \text{ KN/ml}</math></b>

**➤ Surcharges d'exploitation**

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

**IV 4-4-3) Combinaison de charges :**

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q$$

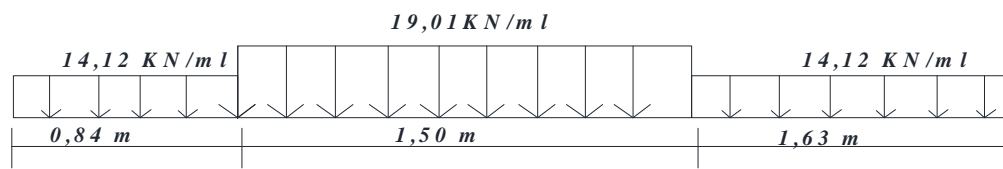
$$\text{.Paillasse} : q_u = (1,35 \times 11.305 + 1,5 \times 2.5) \times 1 = 19.01 \text{KN} / \text{ml}$$

$$\text{.le palier} : q_u = (1,35 \times 7.68 + 1,5 \times 2.5) \times 1 = 14.12 \text{KN} / \text{ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_s = G + Q$$

$$\text{.Paillasse} : q_s = (11.305 + 2.5) \times 1 = 13.80 \text{KN} / \text{ml}$$

$$\text{.le palier} : q_s = (7.68 + 2.5) \times 1 = 10.18 \text{KN} / \text{ml}$$

**.Schéma statique à l'ELU :****Calcul des réactions d'appuis**

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 14.12 \times 0.84 + 19.01 \times 1.5 + 14.12 \times 1.63$$

$$R_A + R_B = 59.58 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/B = 0$$

$$\Rightarrow R_A \times (3.97) = [ (14.12 \times 0.84 \times 3.55) + (19.01 \times 1.5 \times 2.38) + (14.12 \times 1.63 \times 0.815) ] \Rightarrow$$

$$R_A = 31.64 \text{ KN}$$

$$\text{Ce qui donne } R_B = 27.94 \text{ KN}$$

## Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants

1<sup>er</sup> tronçon:

- Pour  $0 \leq x \leq 0.84\text{m}$

$$T_y = R_A - q_{pl}x$$

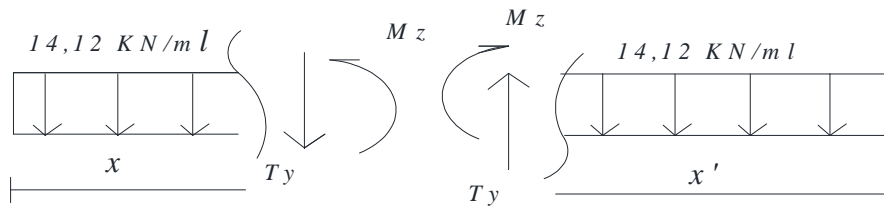
$$X = 0 \rightarrow T_y = R_A = 31.64 \text{ KN}$$

$$X = 0.84\text{m} \rightarrow T_y = 31.64 - 14.12 \times 0.84 = 19.78 \text{ KN}$$

$$M_z = R_A x - q_{pl}x^2/2$$

$$X = 0 \rightarrow M_z = 0$$

$$X = 0.84\text{m} \rightarrow M_z = 21.6 \text{ KNm}$$

2<sup>eme</sup> tronçon:

- Pour  $0 \leq x' \leq 1.63\text{m}$

$$T_y = R_B - q_{pl}x'$$

$$X' = 0 \rightarrow T_y = -R_B = -27.94 \text{ KN}$$

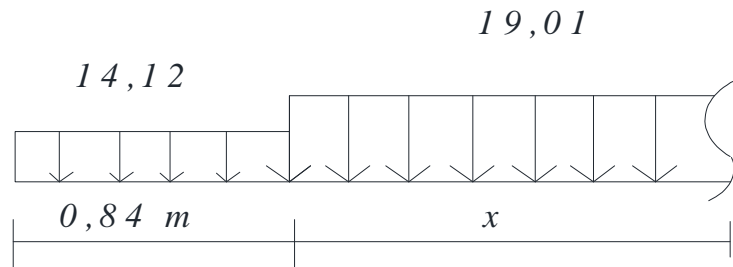
$$X' = 1.63\text{m} \rightarrow T_y = -27.94 + 14.12 \times 1.63 = -4.92 \text{ KN}$$

$$M_z = R_B x' - q_{pl}x'^2/2$$

$$X' = 0 \rightarrow M_z = 0$$

$$X' = 1.63\text{m} \rightarrow M_z = 26.78 \text{ KNm}$$

3<sup>ème</sup> tronçon:



$$0 \leq x \leq 2,34$$

$$T_y = 31,64 - 14,12x(0,84) - 19,01x$$

$$\rightarrow \begin{cases} T_y = 19,78 \text{ KN} \rightarrow (x = 0) \\ T_y = -4,92 \text{ KN} \rightarrow (x = 1,5) \end{cases}$$

✓ Moments fléchissent

$$M_z + 19,01 \times \frac{x^2}{2} - 14,12 \times 0,84(0,42 + x) - R_A(2,34 + x) = 0$$

$$M_z = -19,01 \times \frac{x^2}{2} + 31,64 \times (0,84 + x) - 11,86(0,42 + x)$$

$$\begin{cases} M_z = 21,6 \text{ KN.m} \rightarrow (x = 0) \\ M_z = 29,78 \text{ KN.m} \rightarrow (x = 1,5) \end{cases}$$

Calcul du point de tu moment max :

$$T_y = 31,64 - (14,12 \cdot 0,84) - (19,01 \cdot x) = 0 \rightarrow x = 1,04 \text{ m}$$

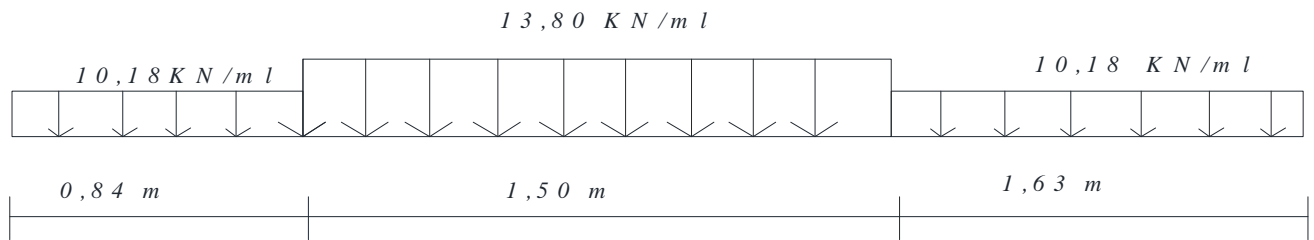
$$\text{D'où } M_{\max} = M(1,88) = 34,53 \text{ kN.m}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi-encastremets aux extrémités, on opte pour une correction à l'aide de coefficients réducteurs pour le moment max au niveau des appuis et en travées

$$\text{-Aux appuis : } -0,3M_{\max} = -10,36 \text{ kN.m}$$

$$\text{-En travée : } 0,85M_{\max} = 29,35 \text{ kN.m}$$

**.Schéma statique à l'ELS :****Calcul des réactions d'appuis**

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 10.18 \times 0.84 + 13.80 \times 1.5 + 10.18 \times 1.63$$

$$R_A + R_B = 45.84 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/B = 0$$

$$\Rightarrow R_A \times (3.97) = [(10.18 \times 0.84 \times 3.55) + (13.80 \times 1.5 \times 2.38) + (10.18 \times 1.63 \times 0.815)] \Rightarrow$$

$$R_A = 23.46 \text{ KN}$$

Ce qui donne  $R_B = 22.38 \text{ KN}$

**Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants****1<sup>er</sup> tronçon:**

- Pour  $0 \leq x \leq 0.84 \text{ m}$

$$T_y = R_A - q_p L X$$

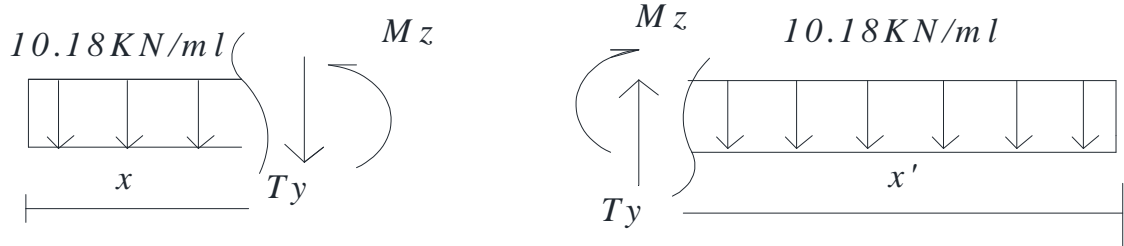
$$X = 0 \rightarrow T_y = R_A = 23.46 \text{ KN}$$

$$X = 0.84 \text{ m} \rightarrow T_y = 23.46 - 10.18 \times 0.84 = 14.90 \text{ KN}$$

$$M_z = R_A X - q_p L X^2 / 2$$

$$X = 0 \rightarrow M_z = 0$$

$$X = 0.84 \text{ m} \rightarrow M_z = 16.11 \text{ KNm}$$



**2<sup>eme</sup> tronçon:**

- Pour  $0 \leq x' \leq 1.63\text{m}$

$$T_y = R_B - q_{pl}x$$

$$x' = 0 \rightarrow T_y = -R_B = -22.38 \text{ KN}$$

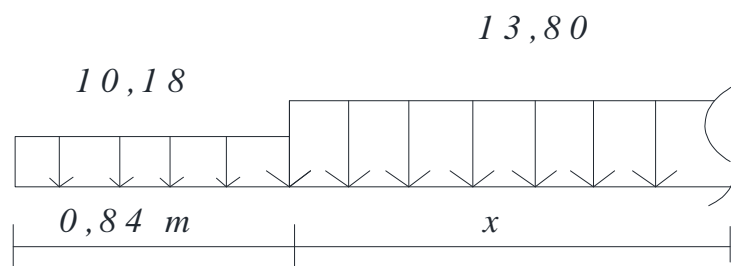
$$x' = 1.63\text{m} \rightarrow T_y = -22.38 + 10.18 \times 1.63 = -5.78 \text{ KN}$$

$$M_z = R_B x - q_{pl}x^2/2$$

$$x' = 0 \rightarrow M_z = 0$$

$$x' = 1.63\text{m} \rightarrow M_z = 22.95 \text{ KNm}$$

**3<sup>eme</sup> tronçon:**



$$0 \leq x \leq 2,34$$

$$T_y = 23,46 - 10,18x(0,84) - 13,80xX$$

$$\rightarrow \begin{cases} T_y = 14,90 \text{ KN} \rightarrow (x = 0) \\ T_y = -5,78 \text{ KN} \rightarrow (x = 1.5) \end{cases}$$

✓ **Moments fléchissent**

$$M_z + 13,80 \times \frac{x^2}{2} - 10,18 \times 0,84(0,42 + x) - R_A(0,84 + x) = 0$$

$$M_z = -13,80 \times \frac{x^2}{2} + 23,46 \times (0,84 + x) - 8,55(0,42 + x)$$

$$\begin{cases} M_z = 16,11 \text{ KN.m} \rightarrow (x = 0) \\ M_z = 22,95 \text{ KN.m} \rightarrow (x = 1.5) \end{cases}$$

**Calcul du point du moment max :**

$$T_y = 23,46 - (10,18 \cdot 0,84) - (13,8 \cdot x) = 0 \rightarrow x = 1,08 \text{ m}$$

$$\text{D'où } M_{\max} = M(1,92) = 26,28 \text{ kN.m}$$

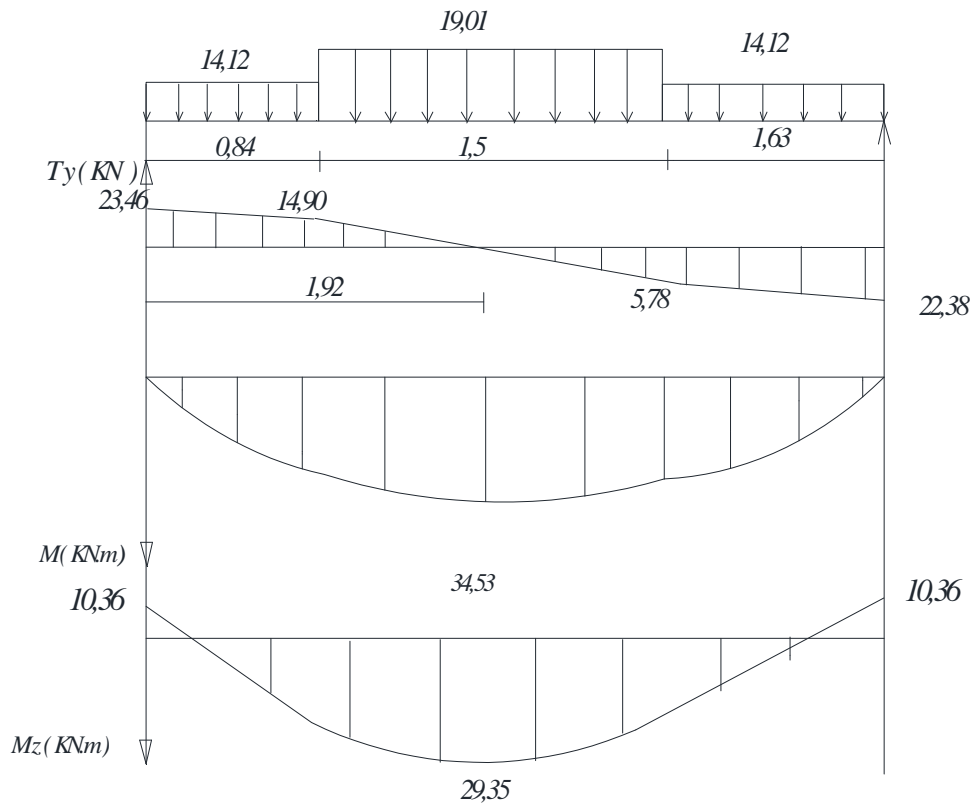
**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on opte pour une correction à l'aide de coefficients réducteurs pour le moment max au niveau des appuis et en travées

$$\text{-Aux appuis : } -0,3M_{\max} = -7,88 \text{ kN.m}$$

$$\text{-En travée : } 0,85M_{\max} = 22,34 \text{ kN.m}$$

IV4-4-4) Les diagrammes des efforts internes :(ELU)



IV4-4-5) Calcul des armatures :

Le calcul se fera en flexion simple en se référant aux lois de BAEL91 à l'ELU pour une section rectangulaire de 1m de longueur et 16cm de hauteur.

.sur appuis :  $M_u^a = 10,36 \text{ KN.m}$

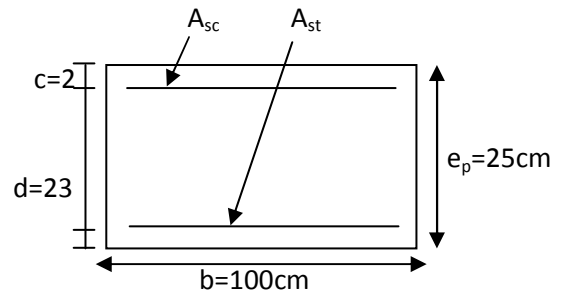
$$\mu = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{10,36 \times 10^3}{1 \times (0,23)^2 \times 14,2 \times 10^6} = 0,014 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,014 \rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10,36 \times 10^3}{0,993 \times 23 \times 348} = 1,303 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 avec :  $A_a = 3.14 \text{ cm}^2$  (St=25cm)

.en travée :  $M_u^t = 29,35 \text{ KN.m}$



$$\mu = \frac{M_u^t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{29,35 \times 10^3}{1 \times (0,23)^2 \times 14,2 \times 10^6} = 0,04 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,04 \rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{29,35 \times 10^3}{0,980 \times 23 \times 348} = 3,74 \text{ cm}^2$$

soit : 4HA12 avec :  $A_t = 4.52 \text{ cm}^2$  ( $S_t = 20 \text{ cm}$ )

### Armatures de répartition

#### Aux appuis :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2.$$

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

#### En travées

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \text{ m}$$

Soit 4HA8  $\rightarrow A_r = 2.01 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

### IV4-4-6) Vérification à l'E.L.U :

#### a/condition de non fragilité :(BAEL 91.Art.A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 23 \times \frac{2,1}{400} = 2,77 \text{ cm}^2$$

-sur appuis :  $A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow$  condition vérifiée.

-en travée :  $A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow$  condition vérifiée.

#### b/espacement des barres : (BAEL 91.Art.A.8.2.42)

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

**Armatures principales :**

$$St_{\max} \leq \min \{3h; 33cm\} = \{75; 33cm\} = 33cm$$

.sur appuis :  $St = 25cm < St_{\min} = 33cm \Rightarrow$  condition vérifiée

.en travée :  $St = 20cm < St_{\min} = 33cm \Rightarrow$  condition vérifiée

**Armatures de repartiions :**

$$St_{\max} \leq \min\{4h; 45cm\} = \{100; 45cm\} = 45cm$$

.sur appuis :  $St = 25cm < St_{\min} = 45cm \Rightarrow$  condition vérifiée

.en travée :  $St = 25cm < St_{\min} = 45cm \Rightarrow$  condition vérifiée

**c/vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d}; 5MPa \right\} \text{----- Fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\tau} = 3,25MPa$$

$$T_{\max} = 23,46 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b.d} = \frac{23,46 \times 10^3}{10^3 \times 230} \Rightarrow \tau_u = 0,102MPa$$

$$\tau_u = 0,102MPa < \bar{\tau} = 3,25MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**d/vérification à la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :( BAEL 91.Art.A.6.1.3)**

On vérifie que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$

$\psi_s = 1,5$  Pour les hautes adhérences.

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15MPa$$

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9.d \cdot \sum u_i}$$

$$u_i : \text{Périmètre utile de la barre « i »} \rightarrow \sum u_i = n\pi\phi = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15,072 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{23,46}{0,9 \times 0,23 \times 150,72} = 0,75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**e/ancrage des barres :( BAEL 91.Art.A.6.1.23).**

**La longueur de scellement droit :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_u} \text{ avec : } \bar{\tau}_{su} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 \rightarrow \bar{\tau}_{su} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_u} = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} \rightarrow L_s = 28,21 \text{ cm}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, on réalisera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à  $0,4L_s$  (Art A.6, 253/BAEL91)

$$L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 28,21 = 11,28 \text{ cm}$$

**f/ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

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

$$V_u^{\max} < \frac{0,4 f_{c28} \times 0,9 b d}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 2,5 \times 0,9 \times 23 \times 100}{1,5} = 1380 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} = 23,46 \text{ KN} < 1380 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

$$A_a \geq \left[ \frac{1,15}{f_e} \left( V_u^{\max} + \frac{Ma}{0,9d} \right) \right] \quad \text{avec } Ma = -9,744 \text{ KN.m}$$

$$\left[ \frac{1,15 \times 10}{400} \left( 23,46 - \frac{10,36 \times 10^2}{0,9 \times 23} \right) \right] = -0,76 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**IV4-4-7) Vérification à l'ELS:**

**a) Etat limite d'ouvertures des fissures :**

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

❖ **Etat limite de résistance du béton en compression :**

on doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \text{ et } \sigma_s = k_1 \cdot \sigma_{bc} \text{ et } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

• **Aux appuis :**

➤ **CONTRAINTE DANS L'ACIER :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 23} = 0.136$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.939 \rightarrow K_1 = 66.97$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{7.88 \times 10^6}{0.939 \times 230 \times 314} = 116.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 116,19 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **CONTRAINTE DANS LE BETON :**

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{116.19}{66.97} = 1.73 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

➤ **CONTRAINTE DANS L'ACIER :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 23} = 0.196$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.928 \rightarrow K_1 = 54.44$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{23.34 \times 10^6}{0.928 \times 230 \times 452} = 241.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 241,93 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **CONTRAINTE DANS LE BETON :**

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{241.93}{54.44} = 4.44 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**c) Etat limite de déformation :** [BAEL 91 Art B.6.5.3]

Nous pouvons dispenser du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2/ \frac{A_t}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 3/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{St}}{10 \cdot M_0}$$

$$2) \frac{0.25}{3.97} = 0.0602 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

la 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est nécessaire.

**d) Calcul de la flèche (BAEL 91/Art B.6.5, 2) :**

Pour la vérification de la flèche, on utilise les formules suivantes :

$$f_v = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} ; \quad E_v = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} ; \quad \lambda_v = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\rho \cdot \left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; \quad \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$$

$M_s$  : Moment de flexion dans la travée à l'ELS.

$L$  : La longueur de la travée.

$b$  : La largeur de la paillasse.

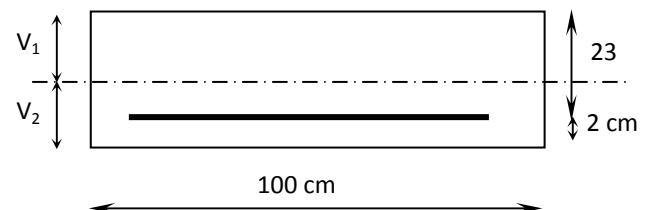
$I_0$  : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec ( $n = 15$ ).

$$I_0 = \frac{b}{3} \cdot (v_1^3 + v_2^3) + 15 \cdot A_{tra} \cdot (v_2 - c)^2$$

$v_1$  : La distance entre l'axe neutre de la section du béton et la fibre la plus

comprimée ( $v_1 = \frac{S}{B_0}$ )

$$S = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_{tra} \cdot d ; \quad B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A$$



$v_2$  : La distance entre l'axe neutre de la section du béton et le centre de gravité des armatures tendues ( $v_2 = h - v_1$ )

$f_{t28}$  : La résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours.

**A.N :**

Pour la travée étudiée, on a les caractéristiques suivantes :

$$b = 100\text{cm} \quad , \quad h = 25\text{cm} \quad , \quad c = 2\text{cm}$$

$$d = 23\text{cm} \quad , \quad A = 4,52\text{cm}^2$$

Avec

✓  $B_0$ : Aire de la section homogénéisée:  $B_0 = b \cdot h + 15A_t$

✓  $S$  : Moment statique :  $S = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \cdot d$

$$B_0 = 2567.8\text{cm}^2 \quad ; \quad S = 32809.4\text{cm}^3$$

$$v_1 = \frac{32809.4}{2567.8} = 12.77\text{cm} \quad ; \quad v_2 = 25 - 12.77 = 12.23\text{cm}.$$

$$I_0 = 137486.05\text{cm}^4$$

$$\left( \rho = \frac{4.52}{100 \times 23} = 0,0019 \right)$$

$$\lambda_v = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0019 \times \left[ 2 + \frac{3 \times 100}{100} \right]} = 11.05\text{MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0019 \times 202 + 2,1} = -0,001$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 38011.41}{1 + 0,4 \times 3.81 \times (-0.001)} = 151465.48\text{cm}^4$$

$$f_v = \frac{22.34 \times (3.97)^2}{10 \times 10818,86 \times 10^3 \times 151465.48 \times 10^{-8}} = 0,002\text{mm}$$

$$f_v = 0,002\text{mm} < \bar{f}_v = \frac{397}{500} = 0,794\text{mm}$$

**Condition vérifiée.**

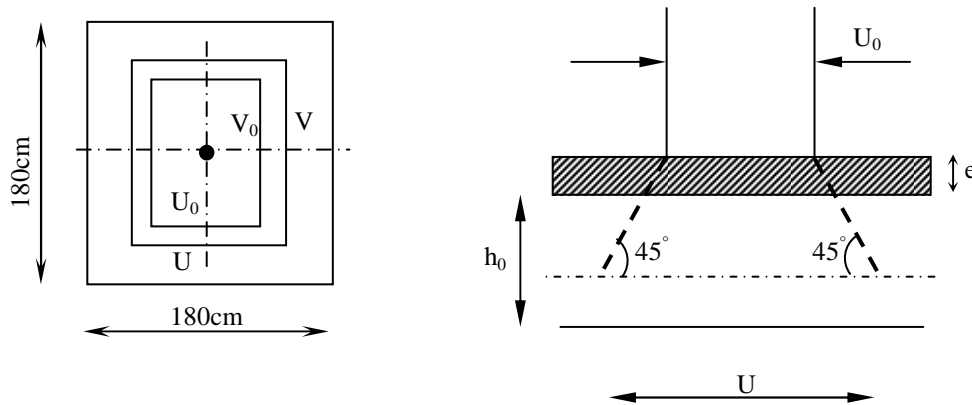
**IV-5)- Etude de la salle machine :**

Le bâtiment comprend une cage d'ascenseur de caractéristiques identiques, de vitesse d'entraînement ( $v = 1\text{m/s}$ ), la surface de la cabine est de  $3,24 \text{ m}^2$ , la charge totale que transmet le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes.

**IV- 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  $L_x = 1,80\text{ m}$  et  $L_y = 1,80\text{ m}$



➤ **Dimensionnement**

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

$$h_t \geq \frac{180}{30} = 6 \text{ cm}$$

Nous avons la limite de **RPA** minimal qui est de 12 cm, et pour nous on opte  **$e_p = 15 \text{ cm}$**

$$\boxed{u = x_0 + k \cdot h_r + h_0}$$

$$\boxed{v = y_0 + k \cdot h_r + h_0}$$

$h_0$  : épaisseur de la dalle                       $h_r = 5 \text{ cm}$ , épaisseur du revêtement  
 $u = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm}$   
 $v = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm}$

**IV-5-2) Evaluation du moment  $M_x$  et  $M_y$  dus au système de levage :**

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

**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

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,80}{1,80} = 1, \quad \frac{U}{L_x} = \frac{1,05}{1,80} = 0,6, \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1,05}{1,80} = 0,6 ; M_1 = 0,076, M_2 = 0,076$$

(Abaques de PIGEAUD)

**A L'ELU** :  $v = 0$

$$q_u = 1,35Q = 1,35 \times 90 = 121,50 \text{ KNm}$$

$$M_{x1} = qM_1 = 121,50 \times 0,076 = 9,234 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = qM_2 = 121,50 \times 0,076 = 9,234 \text{ KNm}$$

**IV-5-3) Evaluation du moment  $M_x$  et  $M_y$  dus au poids propre de la dalle :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,000 \end{cases}$$

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

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

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

$$M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0,0368 \times 8,048 \times (1,8)^2 = 0,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 1 \times 0,95 = 0,95 \text{ KN.m}$$

**IV-5-4) superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,234 + 0,95 = 10,184 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9,234 + 0,95 = 10,184 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

**IV-5-5) Ferrailage :**

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

zone	Sens	Mu (KN.m)	$\mu_b$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
Sur appuis	X-X	3,055	0,013	0,99 4	0,68	2,01	4HA8 25
	Y-Y	3,055	0,013	0,99 4	0,68	2,01	4HA8 25
En travée	X-X	8,657	0,036	0,98 2	1,94	3,14	4HA1 0 25
	Y-Y	8,657	0,036	0,98 2	1,94	3,14	4HA1 0 25

**IV-5-6) Vérification à L'ELU :****a) Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :**

- **Armatures inférieures :**

$$W = W_0 \times \left( \frac{3-\rho}{2} \right), \quad W = A_{\min} / S$$

Avec :  $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1$

**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)

$$W_x = 0,0008 \times \left( \frac{3-1}{2} \right) = 0,0008$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times (15 \times 100) = 1,20 \text{ cm}^2$$

- **Armatures supérieures :**

$$W_y = W_0 = 0,0008$$

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

**En travée :**

$$A_x = 3,14 > A_{\min}$$

$$A_y = 3,14 > A_{\min}$$

**Aux appuis :**

$$A_x = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

$$A_y = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

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

On doit vérifier que :  $\phi_{\max} \leq h/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$

$$\phi = 12 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**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  $A_x // L_x$  :  $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$  Condition vérifiée

❖ Armatures  $A_y // L_y$  :  $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$  Condition vérifiée

**6). Vérification à l'ELS :****a) les moments engendrés par le système de levage :**

$M_{x1} = q_s \times (M_1 + \nu M_2)$	$q_s = P$ ; $\nu = 0,2$
$M_{y1} = q_s \times (M_2 + \nu M_1)$	à ELS : $M_{x1} = M_{y1} = 90 (0,076 + 0,2 \times 0,076)$
$\Rightarrow M_{x1} = 8,208 \text{ KN.m}$	

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

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

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l^2 = 0,0368 \times 5,85 \times (1,8)^2 = 0,69 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 1 \times 0,69 = 0,69 \text{ KN.m}$$

**c) Superposition des moments :**

$$M_x = M_y = 8,208 + 0,69 = 8,898$$

**Remarque :**

ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,85), et en appuis par (0,3) pour tenir compte de la continuité des voiles.

**En travées (0.85) :**

$$M_x^t = M_y^t = 0,85 \times 8,898 = 7,56 \text{ [ KN.m]}$$

**Aux appuis (0.3) :**

$$M_y^a = M_x^a = 0,3 \times 8,898 = 2,67 \text{ [ KN.m]}$$

**d) Ferrailage :**

Les moments calculés à l'ELS sont inférieurs à ceux calculés à l'ELU, nous garderons le même ferrailage.

**e) Vérification de la contrainte tangentielle :**

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

$$\text{Au milieu de } u, \text{ on a : } V_u = \frac{P}{2U + V}$$

$$V_u = \frac{90}{(2 \times 1,05) + 1,05} = 28,57 \text{ KN}$$

Au milieu de v on a :  $V_u = \frac{P}{3U} = \frac{90}{3 \times 1,05} = 28,57 \text{ KN.}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{28,57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,219 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,219 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### IV-5-7) 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 :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{3,055}{2,67} = 1,14$$

$$\mu_u = 0,013 \rightarrow \alpha = 0,0151$$

$$\alpha = 0,0151 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,07 + 0,25 = 0,32 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **En travée :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{8,657}{7,56} = 1,14$$

$$\mu_u = 0,036 \rightarrow \alpha = 0,0459$$

$$\alpha = 0,0459 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,07 + 0,25 = 0,32 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Remarque :**

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

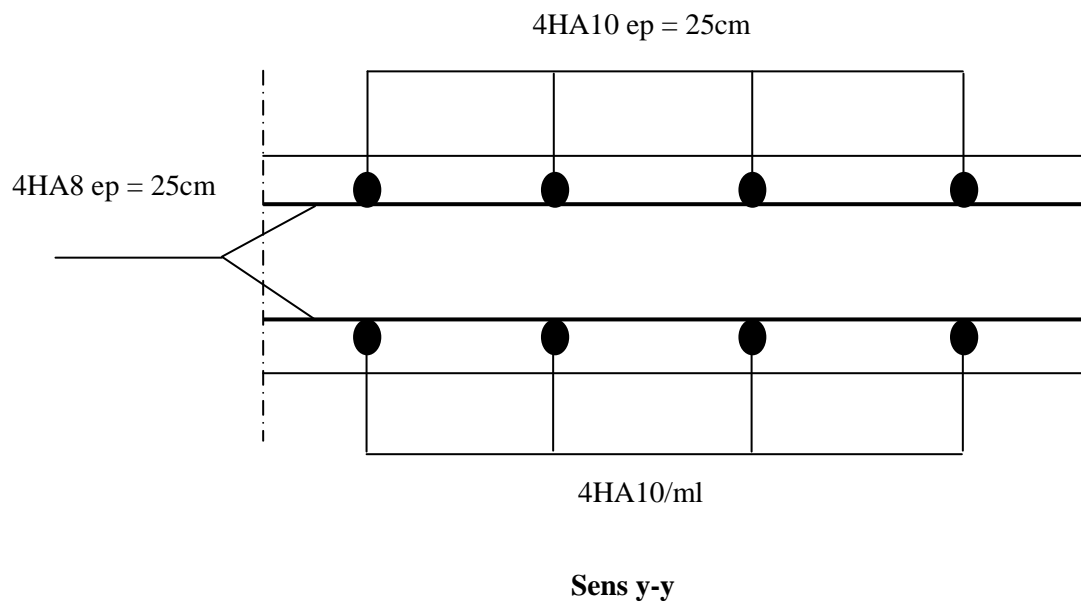
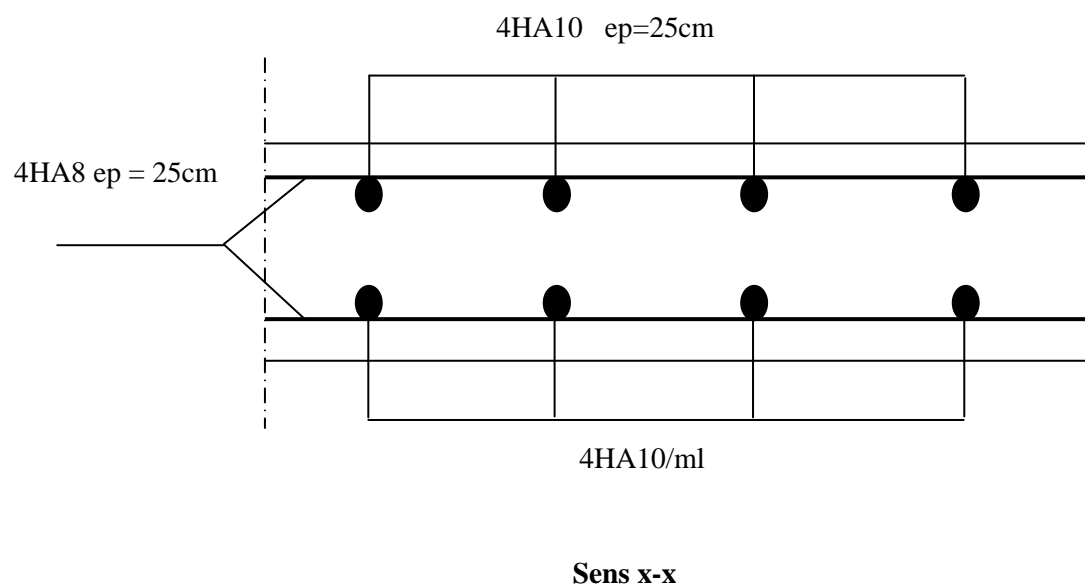
- **Vérification au poinçonnement :**

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

Avec :

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

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



**Plan de ferrailage pour la dalle pleine (salle machine).  
Figure IV.5.1**

**Chapitre V** : étude des portiques sous différents charges et sous différents Combinaisons par ETABS.



**Nom du programme:** Extended Analysis of Building Systems

**ETABS**

**INTEGRATED ANALYSIS, DESIGN AND DRAFTING OF BUILDING SYSTEMS**

### V-1. Description d'ETABS

ETABS est un logiciel qui permet de modéliser et d'analyser les structures particulièrement adapté aux bâtiments basé sur la méthode des éléments finis.

Les principales caractéristiques de ce logiciel permettent :

- De modéliser facilement et rapidement les différents types des structures grâce à leur interface graphique, Comme il offre une analyse statique et dynamique de l'ouvrage.
- La prise en compte de variation des propriétés et des caractéristiques du matériau entre les différents éléments, ainsi que le calcul et le ferrailage des éléments structuraux suivant des réglementations Américains et Européens, et grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

Les principales étapes de modélisation sont : 7 étapes

- **La première étape** : consiste à la creation de la géométrie de base de la structure à modéliser et la modification de cette géometrie.
- **La deuxième étape** : spécifie les propriétés des membrures pour la structure à modéliser (définition et attribution des sections des éléments).
- **La troisième étape** : consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, encastrement... etc.) pour la structure à modéliser.
- **Dans la quatrieme etape** : on va définir les charges appliquées sur la structure à modélise (La charge verticale et le spectre de réponse qui correspond à la charge horizontale).
- **La cinquième étape** : c'est la définition et l'attribution des combinaisons de charge.
- **La sixième étape** : consiste à démarrer l'exécution du problème mais avant l'exécution il y a lieu de spécifier le nombre de modes propre à prendre en considération et la création d'un fichier résultat et l'indication de son contenu.
- **La septièmes et la dernière étape** : c'est visualiser les résultats de l'analyse.

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (SAP 2000, AutoCAD, Robobat et Socotec).

**V-2~Outils de modélisation de ETABS:**

**1- Menu «File» :** préparation des grilles (Grid line)

**2- Menu «Define» :** Définir les données de base pour l'analyse.

**a)- Matériels :**

Matériaux : béton (masse volumique - Poids volumique -  $f_{c28} \Rightarrow E = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}}$

Coefficient de poisson ( $\nu$ )-Coefficient de dilatation thermique ( $\mu$ )...ext)

**b)- Frame sections :** différents types de sections (poutres (transversales, longitudinale) - Poteaux - Voiles...ext)

**c)- Static load cases :** Type de chargement

- Charge Permanente G  $\Rightarrow$  Dead load

- Surcharge d'exploitation Q  $\Rightarrow$  live load

**d)- Réponse spectrum functions :** Introduction de la fonction du spectre de réponse est donnée par RPA .

**e)- Réponse spectrum cases :** Introduction du cas de chargement dynamique spectrale

(angle d'excitation = 0, combinaisons modale (CQC), ABS Scale factor = 1 ,

amortissement = 0,1 ...ext.)

**f)- Load Combinassions :** Combinaisons des charges :

- |               |               |                 |
|---------------|---------------|-----------------|
| • 1,35.G+1,5Q | G+Q $\pm E_x$ | 0,8.G $\pm E_x$ |
| • G+Q         | G+Q $\pm E_y$ | 0,8.G $\pm E_y$ |

**3- Menu «Assign»:**

**3.1- joints :** les nœuds :

- Attribuer aux noeuds : les appuis, les masses, les constraints.

- Attribuer aux éléments : les sections, les charges (G, Q).

**a)- Restraints :** les appuis : (Encastrer les nœuds de base).

**b)- Masses :**

- Ajouter les nœuds maîtres.
- masses concentrées au niveau des nœuds maîtres.
- Affecter à ces nœuds  $M_x$ ,  $M_y$  et  $I_{Mz}$

**c)- Constraints : Plancher indéformable (diaphragm) :**

- Pour chaque niveau (chaque plancher).
- Attribuer aux nœuds le diaphragm selon l'axe Z.
- Libérer les nœuds maîtres suivant :
  - déplacements x, y.
  - rotation z.

**3.2- frame :**

- **éléments** (poutres, poteaux, voiles) :
- **sections** : spécifier la section d'un élément.

**3.3-frame static loads** : charges statiques sur les éléments.

- Attribuer pour chaque élément (poutre) les charges (G, Q) qui lui reviennent.

**4-Menu« Analyse »:****4.1- Set options** : options de l'analyse

- dynamic Analysis : prendre nombre de modes.

**4.2- Run** :- Exécution (après avoir sauvegarder les données).

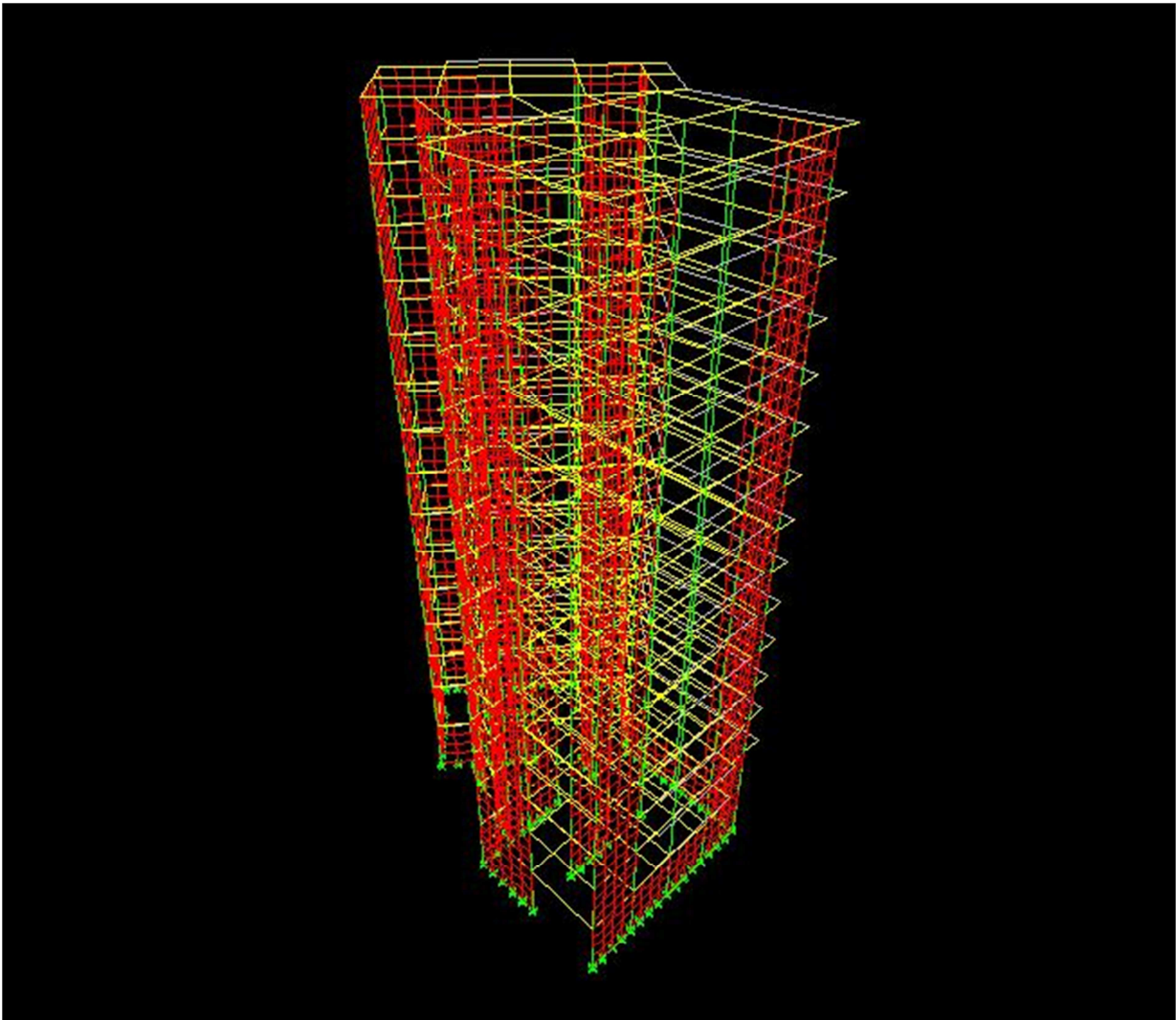
- ✓ (Lancement de l'analyse).

**5- Menu« Display» :**

- a)- **Show loads** : vérifier les charges et leurs valeurs.
- b)- **show deformed shape** : visualiser la déformée de la structure sousdifférente combinaison.
- c)- **Show mode shape** : visualiser les modes de vibration.
- d)- **Show élément forces**: visualiser les réactions et les efforts M, N, T.
- e)- **Show Input tables** : visualiser les données numériques.

**6-Menu« file »** : Export→save input/output as Access Database Fil.....:

- Voir le fichier des résultats (Microsoft Access).



**Modélisation de la structure par ETABS.**

**Introduction.**

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités en plan. Par ailleurs vu la complexité et le volume de calcul qui requiert l'analyse de bâtiment, l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul automatique par élément finis connu sous le nom ETABS.

**VI -1- Choix de la méthode :**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- par la méthode statique équivalente.
- par la méthode d'analyse modale spectrale.
- par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans notre cas l'application de la méthode statique équivalente n'est pas admise, les conditions de son application ne sont pas totalement réunies :

- Condition d' hauteur :  $H = 47,94\text{m} > 30\text{ m}$  en zone III.
- L'irrégularité de la structure en élévation et en plan.
- La redondance en plan.

Mais pour des raisons de contrôle et de vérification de l'ordre de grandeur de la force sismique, un calcul par cette méthode sera effectué.

**VI -2- Méthode d'analyse modale spectrale :****• Principe :**

Le principe est de rechercher le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul et cela pour chaque mode de vibration ; ces effets sont ensuite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

**VI.3 : Caractéristiques géométriques de la Structure :**

Les caractéristiques géométriques sont : le centre de masse et le centre de torsion

**➤ Centre de masse :**

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées (X<sub>G</sub>, Y<sub>G</sub>) du centre de masse sont données par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot x_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \qquad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot x_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

$M_i$  : est la masse de l'élément " i".

$\begin{cases} X_{Gi} \\ Y_{Gi} \end{cases}$  : sont les coordonnées de l'élément " i".

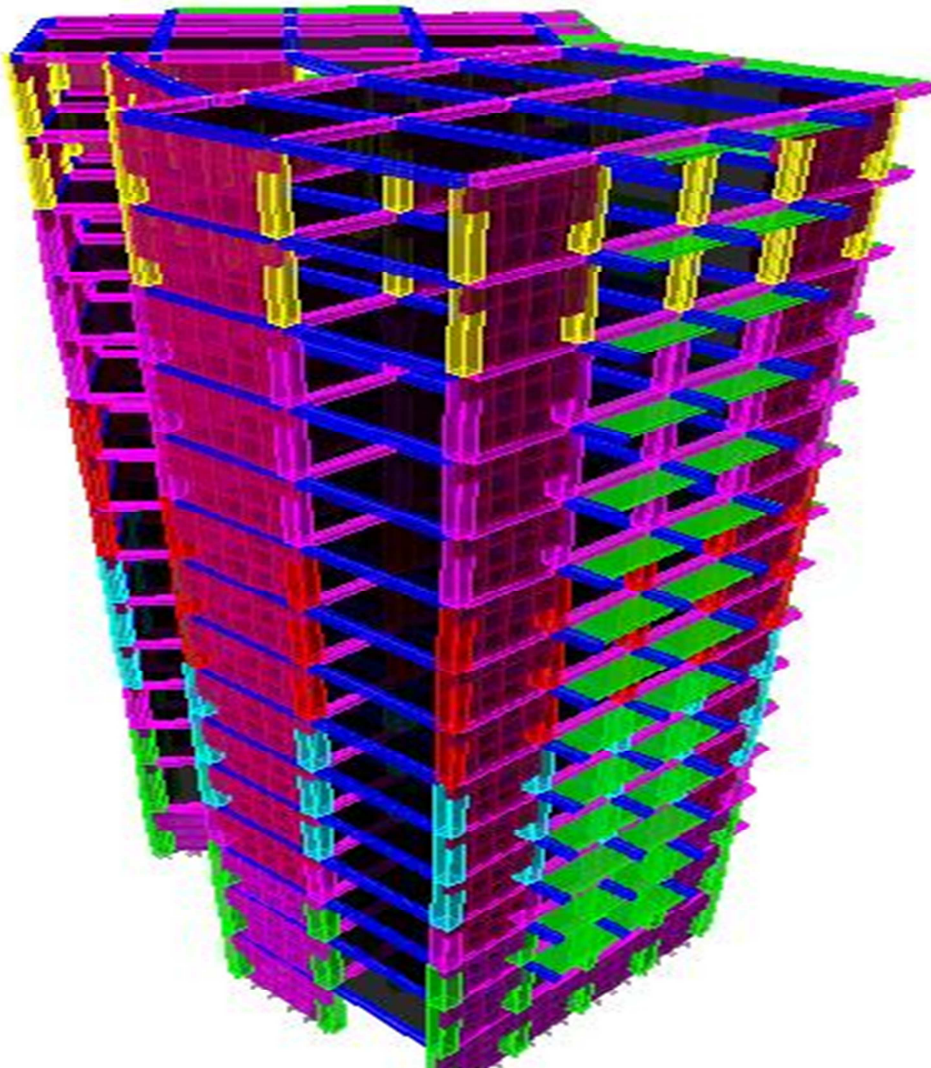
➤ **Centre de torsion :**

Le centre de torsion est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux .en générale deux cas se présentes :

Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus, les efforts horizontaux (séisme, vent ...etc) ne provoquent sur la structure qu'une translation.

Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subi une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à  $\pm 0.05L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré est suivant chaque direction.



**Modélisation de la structure.**

- Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :

Story	Diaphragme	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR
STORY1	D1	617,8181	617,8181	9,186	11,494	10,48	10,681
STORY2	D2	569,925	569,925	9,193	11,24	10,395	10,997
STORY3	D3	494,7727	494,7727	9,196	11,218	10,297	11,219
STORY4	D4	461,2315	461,2315	9,202	11,25	10,235	11,377
STORY5	D5	453,835	453,835	9,211	11,168	10,119	11,504
STORY6	D6	453,835	453,835	9,211	11,168	10,018	11,61
STORY7	D7	446,434	446,434	9,222	11,153	9,933	11,701
STORY8	D8	443,5299	443,5299	9,262	11,226	9,856	11,775
STORY9	D9	439,6811	439,6811	9,233	11,139	9,779	11,852
STORY10	D10	432,9236	432,9236	9,243	11,124	9,705	11,92
STORY11	D11	426,8143	426,8143	9,253	11,111	9,633	11,983
STORY12	D12	426,8143	426,8143	9,253	11,111	9,565	12,041
STORY13	D13	420,7004	420,7004	9,263	11,096	9,502	12,093
STORY14	D14	415,2347	415,2347	9,273	11,084	9,447	12,137
STORY15	D15	385,951	385,951	9,444	10,921	9,402	12,171

**Tableau 1: Centre de torsion et centre de masse de la structure.**

- 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 :

**Excentricité théorique :** Excentricité théorique résultant des plans est donnée par les formules :

$$e_x = XCM - XCR$$

$$e_y = YCM - YCR$$

<b>ex</b>	<b>e y</b>	<b>5%.Ly</b>	<b>Observation</b>
1.294	0.813	1.309	<b>Condition vérifiée.</b>
1.202	0.243	1.309	<b>Condition vérifiée.</b>
1.101	0.001	1.309	<b>Condition vérifiée.</b>
1.033	0.127	1.309	<b>Condition vérifiée.</b>
0.918	0.336	1.309	<b>Condition vérifiée.</b>
0.807	0.442	1.309	<b>Condition vérifiée.</b>
0.711	0.548	1.309	<b>Condition vérifiée.</b>
0.594	0.549	1.309	<b>Condition vérifiée.</b>
0.546	0.713	1.309	<b>Condition vérifiée.</b>
0.462	0.796	1.309	<b>Condition vérifiée.</b>
0.380	0.872	1.309	<b>Condition vérifiée.</b>
0.312	0.93	1.309	<b>Condition vérifiée.</b>
0.239	0.997	1.309	<b>Condition vérifiée.</b>
0.174	1.053	1.309	<b>Condition vérifiée.</b>
0.042	1.25	1.309	<b>Condition vérifiée.</b>

**Tableau 2: Vérification de l'excentricité.**

#### **VI. 4 : Modélisation de la brochette des masses :**

Les structures réelles sont composées d'une infinité de masse élémentaire possédant le caractère de masse répartie. Elles constituent donc, en toute rigueur, des systèmes à un nombre infini de degrés de liberté.

Des simplifications peuvent cependant intervenir si, vis à vis du phénomène étudié, certaines d'entre elles peuvent être considérées comme associées en solide indéformable : elles prennent alors le caractère de masse concentrée.

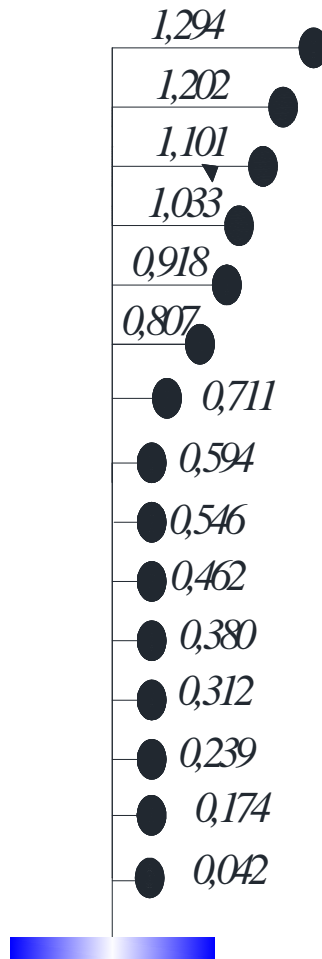
Dans le cas présent nous avons un modèle de brochettes excentrées. Ce modèle est conçu pour apporter une plus grande précision. Les excentricités structurales (distances entre le centre de gravité et le centre de rigidité) sont décrites par des **Bracons**.

Aux extrémités de ces bracons sont concentrées les masses, représentant la modélisation adoptée pour ce cas d'espèce.

Le modèle comporte donc trois degrés de liberté dynamique par niveau :

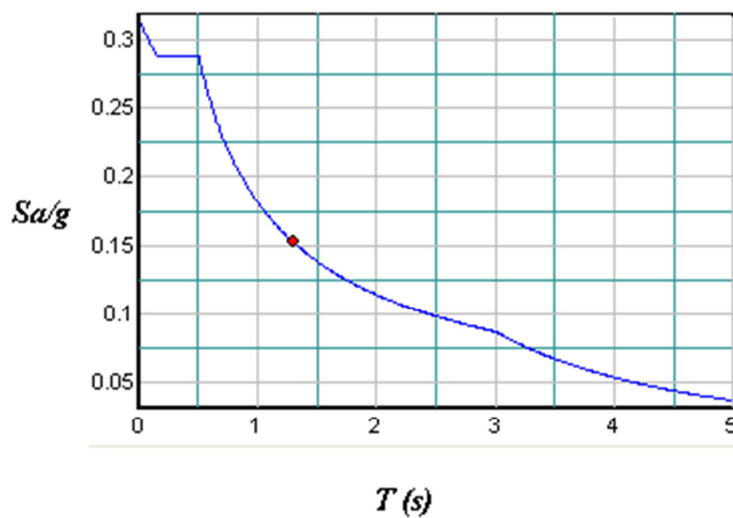
- 2 translations suivant  $O_x$  et  $O_y$ .
- 1 rotation autour de  $O_z$ .

Brochette excentrée.



**A) Diagramme de spectre de réponse de calcul:**

Pour le calcul du spectre de réponse on utilise le logiciel *Spectre 99 ver 2003*.



**B) -Modes de vibrations et taux de participation des masses :**

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment sans qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissement s'écrit :

$$[M] \{\ddot{x}(t)\} + [K] \{x(t)\} = \{0\}$$

Où :

$\{\ddot{x}\}, \{x\}$  : représentent respectivement le vecteur des accélérations et le vecteur des déplacements de la structure.

$[M]$  : représente la matrice masse de la structure.

$[K]$  : représente la matrice de rigidité de la structure.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté en vibrations libres non amorties (VLNA), nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui peut s'écrire :

$$\mathbf{a-} \{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi)$$

Avec :

$\{A\}$  : vecteur des amplitudes.

$\omega$  : Fréquence de vibration.

$\varphi$  : Angle de déphasage.

Les accélérations en VLNA sont alors données par :

$$\{\ddot{x}(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi)$$

En reportant les équations (5-2) et (5-3) dans l'équation (5-1), on aura :

$$\mathbf{b-} \left[ [K] - \omega^2 [M] \right] \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = \{0\}$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$\left[ [K] - \omega^2 [M] \right] \{A\} = \{0\}$$

Ce système d'équation est un système à (N) inconnues  $A_i$ . C'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre de solution non nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule.

D'où : 
$$\det[[K] - \omega^2[M]] = 0$$

L'expression ci-dessus est appelée " **Equation caractéristique** ".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (2N) en ( $\omega$ ).

Les N solutions ( $\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$ ) sont les carrés des pulsations propres des N mode de vibrations possibles.

Le 1<sup>er</sup> mode vibratoire correspond à  $\omega_1$  et est appelé mode fondamental ( $\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$ ).

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre  $\{\mathbf{A}\}_j$  ou forme modale.

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions sont représentés dans le tableau suivant :

Mode	Period	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1,061981	57,8488	1,8306	0
2	0,965668	58,0227	46,4312	0
3	0,66186	61,8206	62,0994	0
4	0,233099	79,6936	62,5281	0
5	0,217364	79,7231	76,7139	0
6	0,156253	80,8618	81,6527	0
7	0,097158	88,0039	81,8252	0
8	0,09238	88,0222	87,6729	0
9	0,070262	88,4542	89,2306	0
10	0,055968	92,2296	89,3249	0
11	0,054287	92,2405	92,4955	0
12	0,042847	92,4759	93,2213	0

**Tableau -3 : Périodes et participations massiques.**

**Remarque :**

La valeur de participation massique a atteint les **90% dans le mode 10**

**VI.5 : Vérification de la période fondamentale:**

Selon l'article 4.2.4 du RPA99/modifié2003, la valeur de la période donnée par le logiciel « ETABS » ne doit pas dépasser la valeur estimée par la formule empirique appropriée de plus de 30%.

La période donnée par la formule empirique est :

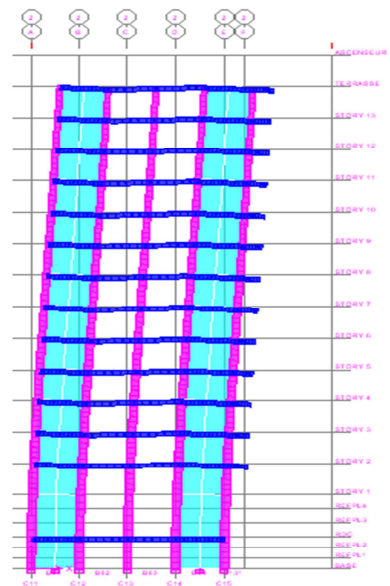
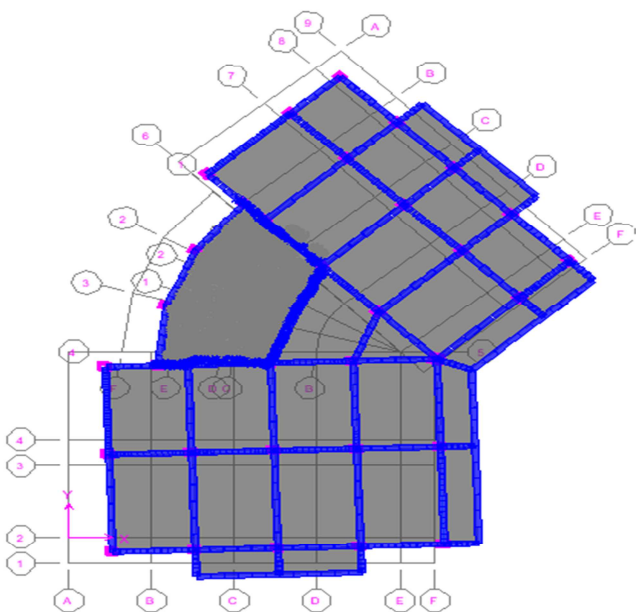
$$\left. \begin{aligned}
 T_{empirique} &= C_T (h_N)^{\frac{3}{4}} = 0,91 \\
 T_{Etabs} &= 1.06 \text{ s} \\
 1,3 \times 0,91 &= 1.184 \\
 T_{ETABS} &< 1.184
 \end{aligned} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

$C_T$  : Coefficient donné par le tableau 4.6 du RPA99.

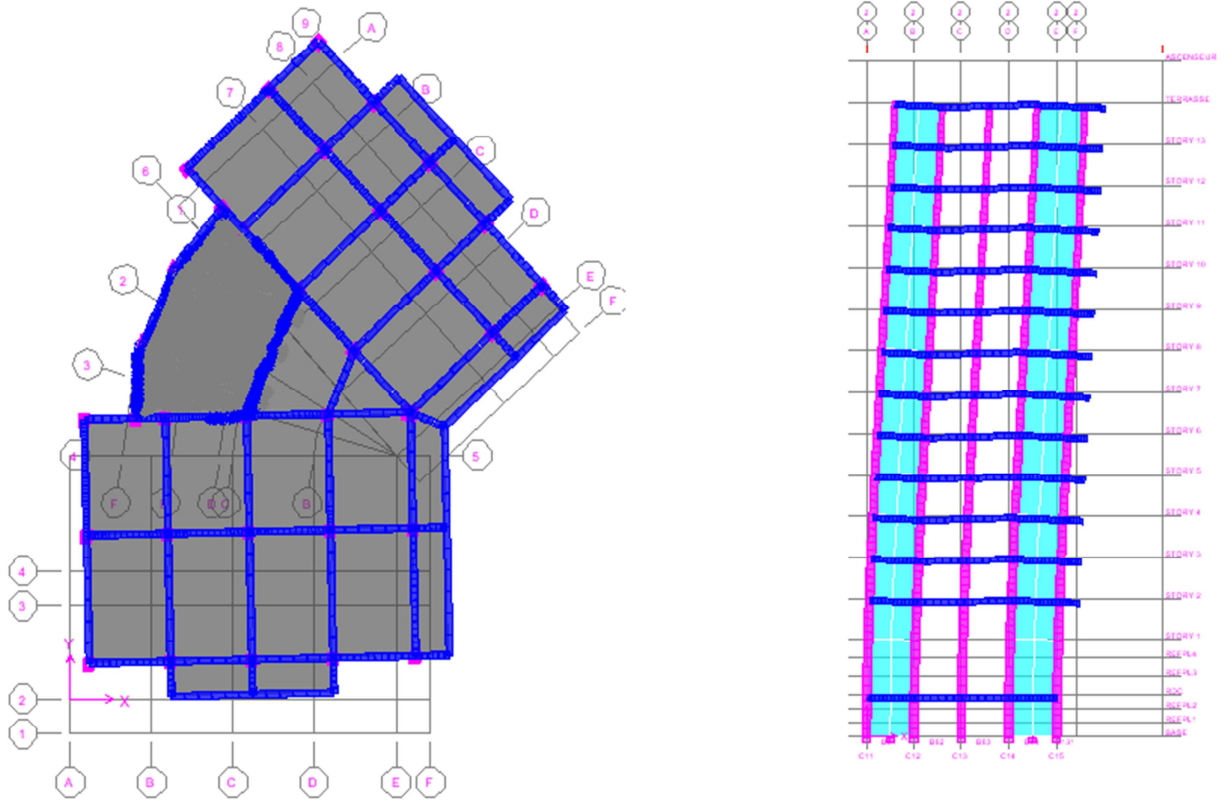
$D$  : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base du bâtiment jusqu'au dernier niveau.

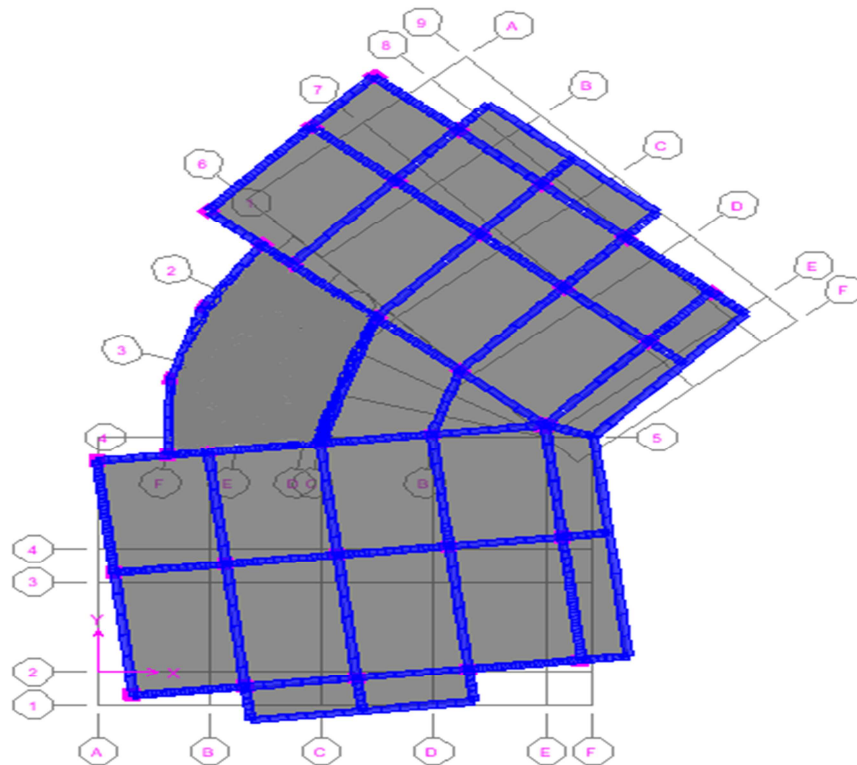
*1<sup>er</sup> mode de vibration  
 $T = 1,06s$  (Translation suivant Ox).*



2<sup>er</sup> mode de vibration  
 $T = 0,96s$  (Translation suivant Oy)



3<sup>er</sup> mode de vibration  
 $T = 0,66s$  (Rotation suivant Oz).



✓ **Justification vis-à-vis des déplacements (RPA99 - modifiée 2003 - Art5.10) :**

Le déplacement relatif d'un niveau « k » de la structure est calculé par la formule :  $\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$

$R$  : Coefficient du comportement global de la structure.

$\delta_{ek}$  : Déplacement du à la force sismique.

Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est donné par :

$$\Delta_k = \delta_{ek} - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage au moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Les résultats des vérifications des déplacements donnés par ETABS sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Story	Hauteur (m)	1%he (m)	sens x-x			observation
			U <sub>x</sub>	R*U <sub>x</sub>	$\Delta_{k+1}-\Delta_k$	
15	4.08	<b>0.0408</b>	0,0674	0.00175	0.00175	Condition vérifiée
14	4.08	<b>0.0408</b>	0,0611	0.0098	0.00805	Condition vérifiée
13	3.06	<b>0.0306</b>	0,0554	0.0189	0.0091	Condition vérifiée
12	3.06	<b>0.0306</b>	0,0495	0.03045	0.01155	Condition vérifiée
11	3.06	<b>0.0306</b>	0,0437	0.0434	0.01295	Condition vérifiée
10	3.06	<b>0.0306</b>	0,038	0.05775	0.01435	Condition vérifiée
9	3.06	<b>0.0306</b>	0,0323	0.07315	0.0154	Condition vérifiée
8	3.06	<b>0.0306</b>	0,0267	0.0889	0.01575	Condition vérifiée
7	3.06	<b>0.0306</b>	0,0216	0.1057	0.0168	Condition vérifiée
6	3.06	<b>0.0306</b>	0,0167	0.1218	0.0161	Condition vérifiée
5	3.06	<b>0.0306</b>	0,0122	0.13825	0.01645	Condition vérifiée
4	3.06	<b>0.0306</b>	0,0083	0.154	0.01575	Condition vérifiée
3	3.06	<b>0.0306</b>	0,0051	0.16975	0.01575	Condition vérifiée
2	3.06	<b>0.0306</b>	0,0026	0.1848	0.01505	Condition vérifiée
1	3.06	<b>0.0306</b>	0,0005	0.2002	0.0154	Condition vérifiée

**Tableau 4: Vérification des déplacements dans le sens X-X.**

Story	Hauteur (m)	1%he (m)	sens y-y			observation
			Uy	R*Uy	$\Delta k+1-\Delta k$	
<b>15</b>	4.08	<b>0.0408</b>	0,0497	0.00175	0.00175	<b>Condition vérifiée</b>
<b>14</b>	4.08	<b>0.0408</b>	0,0448	0.0105	0.00875	<b>Condition vérifiée</b>
<b>13</b>	3.06	<b>0.0306</b>	0,0407	0.0203	0.0098	<b>Condition vérifiée</b>
<b>12</b>	3.06	<b>0.0306</b>	0,0364	0.0322	0.0119	<b>Condition vérifiée</b>
<b>11</b>	3.06	<b>0.0306</b>	0,0322	0.0455	0.0133	<b>Condition vérifiée</b>
<b>10</b>	3.06	<b>0.0306</b>	0,0279	0.0602	0.0147	<b>Condition vérifiée</b>
<b>9</b>	3.06	<b>0.0306</b>	0,0238	0.07595	0.01575	<b>Condition vérifiée</b>
<b>8</b>	3.06	<b>0.0306</b>	0,0197	0.09205	0.0161	<b>Condition vérifiée</b>
<b>7</b>	3.06	<b>0.0306</b>	0,0158	0.10815	0.0161	<b>Condition vérifiée</b>
<b>6</b>	3.06	<b>0.0306</b>	0,0122	0.12425	0.0161	<b>Condition vérifiée</b>
<b>5</b>	3.06	<b>0.0306</b>	0,0089	0.14035	0.0161	<b>Condition vérifiée</b>
<b>4</b>	3.06	<b>0.0306</b>	0,0061	0.1554	0.01475	<b>Condition vérifiée</b>
<b>3</b>	3.06	<b>0.0306</b>	0,0036	0.1701	0.0147	<b>Condition vérifiée</b>
<b>2</b>	3.06	<b>0.0306</b>	0,0018	0.18445	0.01435	<b>Condition vérifiée</b>
<b>1</b>	3.06	<b>0.0306</b>	0,0003	0.19775	0.0133	<b>Condition vérifiée</b>

**Tableau 5 : Vérification des déplacements dans le sens Y-Y.**

✓ **Justification du système de contreventement :**• **Sous charges verticales :**

Niveaux	Les charges reprises (KN)		Portiques + voiles	%	
	portiques	voiles		portiques	voiles
<b>S-S</b>	34997.36	15506.851	55054.22	63,56	<b>36,44</b>
<b>RDC</b>	36349.05	10813.508	51162.58	71,04	<b>28,96</b>
<b>Etage1</b>	34123.47	7646.878	48770.35	69,9	<b>30,1</b>
<b>Etage2</b>	32964.74	7084.936	44049.68	74,83	<b>25,17</b>
<b>Etage3</b>	31004.839	7241.95	43642.79	71,04	<b>28,96</b>
<b>Etage4</b>	20810.632	6640.285	39650.92	62,48	<b>37,52</b>
<b>Etage5</b>	24653.762	6000.844	36654.606	67,25	<b>32,75</b>
<b>Etage6</b>	20491.694	5669.911	29161.606	70,2	<b>29,8</b>
<b>Etage7</b>	17719.53	4966.883	26680.837	66,4	<b>33,6</b>
<b>Etage8</b>	15013.699	4244.01	22256.709	67,45	<b>32,55</b>
<b>Etage9</b>	11783.093	3721.996	19505.089	60,41	<b>39,59</b>
<b>Etage10</b>	9301.738	2947.1349	15248.873	60,99	<b>39,01</b>
<b>Etage11</b>	6855.9935	2152.3795	9008.314	76.10	<b>23,9</b>
<b>Etage12</b>	3629.674	1672.9653	5302.639	68.45	<b>31,55</b>
<b>Etage13</b>	1640.1091	724.9178	2365.0269	69.34	<b>30,66</b>
<b>Moyenne</b>	301338,45	874034,31	448515,795	67,18	<b>32,82</b>

**Tableau6 : Justification du système de contreventement sous charges verticales**

- **Sous charges horizontales :**

Niveaux	sens X-				
	portiques	voiles	Somme	(%) P	(%) V
<b>S-S</b>	<b>406.2997</b>	<b>4854.7321</b>	<b>5261.03</b>	<b>7,72</b>	<b>92,28</b>
<b>RDC</b>	1448.3748	5768.3994	7216.774	20,06	79,94
<b>Etage1</b>	1912.3463	2025.9933	3938.339	48,55	51,45
<b>Etage2</b>	1354.0277	1537.7466	2891.774	46,82	53,18
<b>Etage3</b>	610.265	994.0755	1604.3405	38,03	61,97
<b>Etage4</b>	408.9574	706.6628	1115.6202	36,65	63,35
<b>Etage5</b>	477.6722	561.1879	1038.8601	45,98	54,02
<b>Etage6</b>	745.2818	535.867	1281.1488	58,17	41,83
<b>Etage7</b>	860.7672	608.6728	1469.44	58,57	41,43
<b>Etage8</b>	920.3636	655.1158	1575.4794	57,27	42,43
<b>Etage9</b>	969.7173	706.5838	1676.3011	57,84	42,16
<b>Etage10</b>	902.4038	688.1057	1590.5095	56,73	43,27
<b>Etage11</b>	772.4225	601.9429	1374.3654	56,2	43,8
<b>Etage12</b>	249.6613	297.1905	546.851	45,65	54,35
<b>Etage13</b>	135.3777	160.7816	296.1593	45,61	54,39

**Tableau 7 : Justification du système de contreventement sous charges horizontales. (Sens-x)**

- Sous charges horizontales :

Niveaux	sens Y-Y				
	portiques	voiles	Somme	(%) P	(%) V
<b>S-S</b>	<b>447.0601</b>	<b>7387.4845</b>	<b>7832.544</b>	<b>5,70</b>	<b>94,3</b>
<b>RDC</b>	1982.5153	3750.114	5732.6293	34,58	65,42
<b>Etage1</b>	472.8039	1532.3702	2005.1741	23,57	76,43
<b>Etage2</b>	261.0997	1513.5254	1774.6251	14,71	85,29
<b>Etage3</b>	134.4941	1723.0869	1857.581	7,24	92,76
<b>Etage4</b>	109.8882	1592.6046	1702.4928	6,45	93,55
<b>Etage5</b>	120.6922	1401.5561	1522.2483	7,92	92,08
<b>Etage6</b>	146.0806	1322.8233	1468.9039	9,94	90,06
<b>Etage7</b>	173.5951	1174.2918	1347.8869	12,87	87,13
<b>Etage8</b>	188.382	987.9726	1176.3546	16,01	83,99
<b>Etage9</b>	186.6225	857.5864	1044.2089	17,87	82,13
<b>Etage10</b>	180.8457	702.5529	883.3986	20,47	79,53
<b>Etage11</b>	158.7984	524.4124	683.2108	23,24	76,76
<b>Etage12</b>	164.7677	389.0412	553.8089	29,75	70,25
<b>Etage13</b>	91.607	181.4223	273.0293	33,55	66,45

**Tableau 8 : Justification du système de contreventement sous charges horizontales. (Sens-y)**

**Conclusion :**

On remarque dans les résultats que les voiles reprennent plus de 20% de l'effort vertical, Donc notre système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, on considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par des voiles.

**VI-6 -Méthode statique équivalente :**

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure

Soit : 
$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W \quad (\text{RPA99/ formule 4.1})$$

**A : Coefficient d'accélération de zone**

Il est en fonction de la zone sismique, et du groupe d'usage du bâtiment. Ses valeurs sont données par le [RPA99/tableau 4.1].

**R : Coefficient du comportement global de la structure**

Il dépend du système du contreventement. Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 du RPA99 modifié en 2003.

Groupe d'usage.	Zone sismique.			
	I	II a	II b	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,25	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

**Tableau 6 : Les valeurs du coefficient d'accélération de zone.**

**D : Facteur d'amplification dynamique moyen**

Il est en fonction de la catégorie du site « S », du facteur de correction d'amortissement «  $\eta$  », et de la période fondamentale « T » de la structure.

$$D = \begin{cases} 2,5.\eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5.\eta.\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5.\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}.\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \dots\dots\dots T \geq 3s \end{cases}$$

$T$  : Période fondamentale de la structure. Sa valeur peut être calculée par la formule empirique suivante :  $T = C_T (h_N)^{\frac{3}{4}}$

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Ses valeurs sont données par le RPA99/Tableau 4.6.

$h_N$  : Hauteur mesurée en « m » à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$T_2$  : Est la période caractéristique associée à la catégorie du site :

Site	Site rocheux (S <sub>1</sub> )	Site ferme (S <sub>2</sub> )	Site meuble (S <sub>3</sub> )	Site très meuble (S <sub>4</sub> )
<b>T<sub>2</sub></b> (s)	<b>0,3</b>	<b>0,4</b>	<b>0,5</b>	<b>0,7</b>

**Tableau 7 : Les valeurs de la période caractéristique.**

$\eta$  : Est le facteur de correction d'amortissement, donné par la relation suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique. Il est fonction du matériau constitutif, du type de la structure, et de l'importance des remplissages. Ses valeurs sont données par le [RPA99 / tableau 4.2].

### **Q : Facture de qualité.**

Il est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui constituent la structure.
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité des matériaux et le contrôle des travaux.

La valeur de «  $Q$  » est donné par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

$P_q$  : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité q « est satisfait ou non ». Ses valeurs sont données par le tableau suivant :

N°	Critère de qualité ( $P_q$ ).	La valeur de ( $P_q$ )	
		Observé.	Non observé.
1	La condition minimale des files porteuses.	0	0,05
2	Redondance en plan.	0	0,05
3	Régularité en plan.	0	0,05
4	Régularité en élévation.	0	0,05
5	Contrôle de la qualité des matériaux.	0	0
6	Suivit et contrôle des travaux :	0	0,10

**Tableau 8 : Les pénalités pour le facteur de qualité.**

$W_T$  : poids total de la structure.

Il est calculé par la formule suivante :  $W_T = \sum_{i=1}^n W_i$

$W_i$  : Poids de chaque niveau.

$$W_i = W_{Gi} + \beta.W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : Masse due aux charges permanentes.

$W_{Qi}$  : Masse due aux charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, en fonction de la nature et de la durée d'application de la charge d'exploitation. Ses valeurs sont données par le [RPA99/ Tableau 4.5].

➤ **Le coefficient d'accélération de zone :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone sismique: III} \\ \text{Groupe d'usage du bâtiment: 2} \end{array} \right\} \longrightarrow A = 0,25$$

➤ **Le coefficient du comportement global de la structure :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Système de contreventement:} \\ \text{voiles porteuses} \end{array} \right\} \longrightarrow R = 3.5$$

➤ **Le facteur d'amplification dynamique moyen :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Système de contreventement} \\ \text{assuré partiellement par des} \\ \text{voiles en béton armé.} \end{array} \right\} \longrightarrow C_T = 0,05$$

$$T = 0,05 \times (47,94)^{\frac{3}{4}} = 0,91 \text{ s}$$

$$\text{Catégorie du site: S3} \left. \right\} \longrightarrow T_2 = 0,50 \text{ s}$$

$T_2 \leq T \leq 3s$  : Application de la 2<sup>ème</sup> équation.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Portiques et voiles en béton armé avec} \\ \text{remplissage dens.} \end{array} \right\} \longrightarrow \xi = 7\%$$

$$\left. \begin{array}{l} \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8}} = 0,84 \\ 0,84 > 0,7 \end{array} \right\} \text{ Condition vérifiée.}$$

Alors : 
$$D = 2,5n \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,36$$

• **Facteur de qualité Q :**

Critère	$P_q$ (S. trans)	
	Obs	N/Obs
Condition minimale sur les portiques	0	0,05
Redondance en plan	0	0,05
Régularité en plan	0	0,05
Régularité en élévation	0	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,00
Contrôle de la qualité d'exécution	0	0,10
<b><math>Q_x</math> (totale)</b>		<b>1,3</b>
<b><math>Q_y</math> (totale)</b>		<b>1,3</b>

La valeur du facteur de qualité est donnée :

$$Q = 1 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,10 + 0 = 1,30$$

**Remarque :**

On remarque que les coefficients : R, A, D, et Q ont les mêmes valeurs dans les deux sens longitudinal et transversal, ce qui nous donne la même valeur de l'action

sismique suivant les deux directions.  $V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T$

<b>Calcul de la force sismique à la base par la MSE</b>		
<b>Coefficients</b>	<b>A</b>	<b>0,25</b>
	<b>D</b>	<b>1,36</b>
	<b>Q</b>	<b>1,3</b>
	<b>R</b>	<b>3,5</b>
<b>V_MSE (KN)</b>	<b>7615,82</b>	

**Tableau 9 : Calcul de la force sismique à la base.**

$V_{mse}(KN)$		$V_s(KN)$		$0,8.V_{mse}$		<b>Observation</b>	
<b>Sens x</b>	<b>Sens-y</b>	<b>Sens x</b>	<b>Sens-y</b>	<b>Sens x</b>	<b>Sens-y</b>	<b>Sens x</b>	<b>Sens-y</b>
<b>7615,82</b>	<b>7615,82</b>	<b>7545.09</b>	<b>7062.49</b>	<b>6092,65</b>	<b>6092,65</b>	<b>Vérifiée</b>	<b>Vérifiée</b>

.Vérification de la résultante des forces sismique

La résultante des forces sismiques à la base obtenues par la combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques obtenues par la méthode statique équivalente.

## ✓ Vérifications vis-à-vis de l'effet P-Δ :

L'effet du 2<sup>e</sup> ordre (ou effet P-Δ), sont les effets (sollicitations) dûs aux charges verticales après déplacements, il peut être négligé dans le cas où la condition suivante est vérifiée :

$$\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,1.$$

Avec :  $P_k = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + W_{qi})$

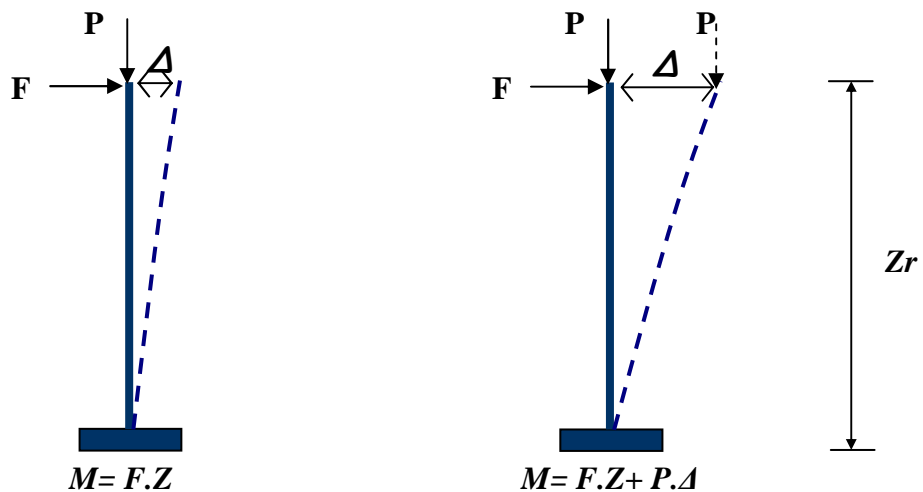
- $P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k.
- $V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau k.
- $\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.
- $h_k$  : hauteur de l'étage K.

○ sens xx :

Story	$\Delta_k(x)$	$P_k$ (KN)	$h_k$	$V_x$ (KN)	$\theta_k$	Observation
<b>TERRASSE</b>	0,016	370.53	3,06	1057,81	0,0200	< <b>0,10</b>
<b>STORY 13</b>	0,015	366.59	3,06	1643,27	0,0113	< <b>0,10</b>
<b>STORY 12</b>	0,015	372.06	3,06	2228,73	0,0086	< <b>0,10</b>
<b>STORY 11</b>	0,015	378.18	3,06	2778,54	0,0070	< <b>0,10</b>
<b>STORY 10</b>	0,016	378.18	3,06	3283,76	0,0063	< <b>0,10</b>
<b>STORY 9</b>	0,016	384.29	3,06	3750,91	0,0056	< <b>0,10</b>
<b>STORY 8</b>	0,016	391.05	3,06	4179,75	0,0051	< <b>0,10</b>
<b>STORY 7</b>	0,016	394.85	3,06	4562,64	0,0047	< <b>0,10</b>
<b>STORY 6</b>	0,015	397.81	3,06	4904,72	0,0041	< <b>0,10</b>
<b>STORY 5</b>	0,014	405.21	3,06	5205,28	0,0037	< <b>0,10</b>
<b>STORY 4</b>	0,014	405.21	3,06	5458,38	0,0035	< <b>0,10</b>
<b>STORY 3</b>	0,012	412.62	3,06	5667,37	0,0030	< <b>0,10</b>
<b>STORY 2</b>	0,011	438.78	3,06	5831,32	0,0027	< <b>0,10</b>
<b>STORY 1</b>	0,009	494.18	3,06	5913,47	0,0016	< <b>0,10</b>
<b>RDC</b>	0,003	497.58	4,08	5960,92	0,0005	< <b>0,10</b>

○ sens yy :

Story	$\Delta_k(x)$	$P_k$ (KN)	$h_k$	$V_y$ (KN)	$\theta_k$	Observation
<b>TERRASSE</b>	0,014	370.53	3,06	1250,28	0,0148	< <b>0,10</b>
<b>STORY 13</b>	0,013	366.59	3,06	1901,39	0,0084	< <b>0,10</b>
<b>STORY 12</b>	0,014	372.06	3,06	2534,50	0,0070	< <b>0,10</b>
<b>STORY 11</b>	0,014	378.18	3,06	3129,05	0,0058	< <b>0,10</b>
<b>STORY 10</b>	0,014	378.18	3,06	3674,39	0,0049	< <b>0,10</b>
<b>STORY 9</b>	0,015	384.29	3,06	4180,56	0,0047	< <b>0,10</b>
<b>STORY 8</b>	0,015	391.05	3,06	4644,30	0,0043	< <b>0,10</b>
<b>STORY 7</b>	0,015	394.85	3,06	5058,36	0,0039	< <b>0,10</b>
<b>STORY 6</b>	0,015	397.81	3,06	5428,28	0,0037	< <b>0,10</b>
<b>STORY 5</b>	0,014	405.21	3,06	5753,30	0,0033	< <b>0,10</b>
<b>STORY 4</b>	0,013	405.21	3,06	6027,01	0,0030	< <b>0,10</b>
<b>STORY 3</b>	-0,202	412.62	3,06	6253,01	-0,0451	< <b>0,10</b>
<b>STORY 2</b>	0,224	438.78	3,06	6430,30	0,0496	< <b>0,10</b>
<b>STORY 1</b>	0,011	494.18	3,06	6519,13	0,0017	< <b>0,10</b>
<b>RDC</b>	0,003	497.58	4,08	6570,44	0,0005	< <b>0,10</b>



.Représentation de l'effort (**P-Δ**).

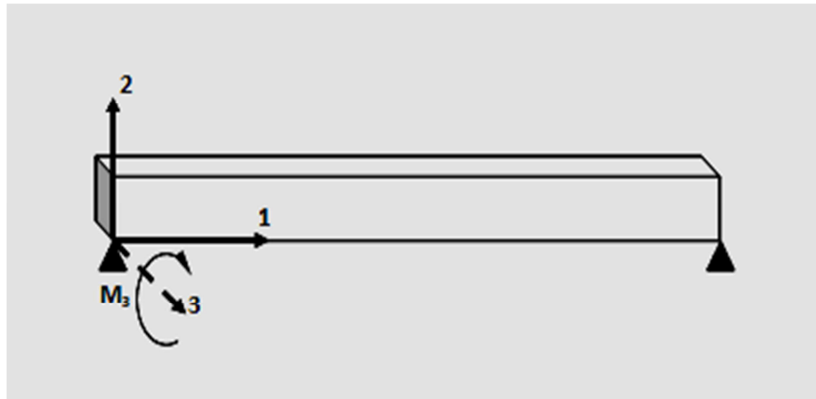
• **Analyse des résultats :**

On constate que les effets du 2<sup>e</sup> ordre dans les deux directions orthogonales sont nettement inférieurs à la condition exigée.

### VI.7 : Les efforts internes dans les éléments :

**VI.7.1. Les efforts dans les poutres :** Les résultats donnés dans le tableau (VI-1) sont obtenus en fonction des combinaisons d'actions les plus défavorables en considérant la convention suivante :  $M_3^+$  (max) : Moment en travées.

$M_3^-$  (min) : Moment aux appuis.



**Figure VI.7.1 : La convention de signes pour les efforts internes dans les poutres.**

#### ❖ Poutres secondaires :

Zone	Moment fléchissant	PS	combinaison	Distance (m)	V2 (KN)	M3 (KN.m)
Sous-sol RDC Etage1	M.inf	B38	G+Q-E MIN	0.35	-60.3	-59.3
	M.sup	B47	G+Q-E MAX	0.35	36.3	56
Etage2	M.inf	B47	G+Q-E MIN	3.27	-38.7	-74.2
	M.sup	B47	G+Q-E MAX	0.325	44.9	68.3
Etage3, 4 et 5	M.inf	B47	G+Q-E MIN	3.3	-57.1	-111.6
	M.sup	B47	G+Q-E MAX	0.3	68.6	104.5
Etage6, 7 et 8	M.inf	B21	G+Q+E MIN	2.5	-93.6	-120
	M.sup	B21	G+Q+E MAX	0	106	118.5
Etage9, 10 et 11	M.inf	B47	G+Q-E MIN	3.3	-61.4	-124.2
	M.sup	B47	G+Q-E MAX	0.25	79.2	122.5

Etage12 et 13	M.inf	B47	G+Q-E MIN	3.3	-57.6	-123.6
	M.sup	B21	G+Q+E MAX	0.2	114.4	115

**Tableau VI.7.1.1 : Les efforts dans les poutres secondaires.**

❖ **Poutres principales :**

Zone	Moment fléchissant	PS	combinaison	Distance (m)	V2 (KN)	M3 (KN.m)
Sous-sol RDC Etage1	M.inf	B79	ELU	0.35	-157.91	-111.07
	M.sup	B79	ELU	2.77	-0.85	82.847
Etage2	M.inf	B117	G+Q-E MIN	2.54	-44.64	-111
	M.sup	B117	0.8G+QY MAX	2.54	91.92	82.593
Etage 3,4 et5	M.inf	B117	G+Q+E MIN	2.54	-62.97	-151.9
	M.sup	B117	0.8G+QY MAX	2.54	121.03	109.4
Etage6,7 et 8	M.inf	B117	G+Q+E MIN	2.54	-60.63	-158
	M.sup	B117	0.8G+QY MAX	2.54	128.32	111.9
Etage 9, 10 et 11	M.inf	B117	G+Q+E MIN	2.54	-55.7	-155.8
	M.sup	B117	G+Q+E MAX	0.25	98.91	110.4
Etage 12 et 13	M.inf	B117	G+Q+E MIN	2.54	-42.38	-155.2
	M.sup	B117	G+Q+E MAX	0.225	91.6	104.3

**Tableau VI.7.1.2 : Les efforts dans les poutres principales.**

VI.7.2. Les efforts dans les poteaux :

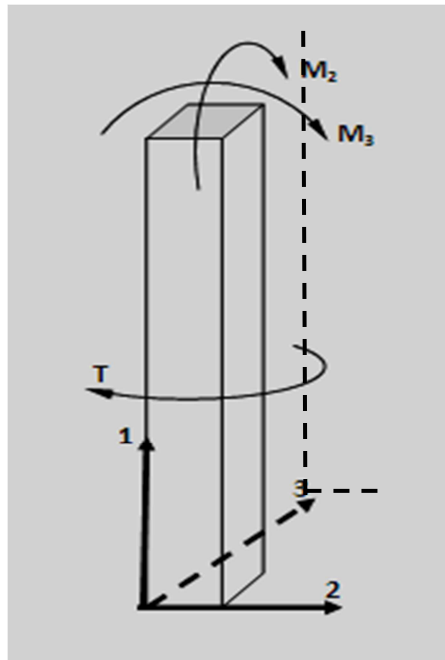


Figure VI.7.2.1: La convention de signes pour les efforts internes dans les poteaux

Etage	Poteau	Section	combinaison	P (KN)	V2 (KN)	V3 (KN)	T (KN)	M2 (KN.m)	M3 (KN.m)
S-S RDC Etage1	pmaxC9	70x70	0.8G+QY	4172.3	7.2	52.5	15	13.2	29.8
	pminC9		<sup>MAX</sup> G+Q-E MIN	-5843.1	-59.7	-25.5	-10.1	-72.3	-231.6
	MmaxC1		G+Q-E MAX	-1586.5	123.6	-22.2	10.2	-39.1	425.6
Etage2	C5	65x65	0.8G+QY	2840.2	10.3	39.4	23.9	17.5	17.4
	C5		<sup>MAX</sup> G+Q-E MIN	-4308.9	-35.2	16.1	-15.8	14.3	-84.7
	C10		G+Q-E MAX	-1255.8	139.1	-18.5	15.9	-20.9	229.9
Etage3,4 et5	C31	60x60	0.8G+QY	2172	11	28.3	21	14.8	12.8
	C5		<sup>MAX</sup> G+Q-E MIN	-3485	-27.1	15.2	-13.8	16.6	-62.3
	C10		G+Q-E MAX	-898.8	159.1	-18.5	17.4	-25.3	253.7
Etage6 ,7 et 8	C5	55x55	0.8G+QX	981	16.1	14.9	13.1	-11.9	15.3
	C16		<sup>MAX</sup> ELU	-1921.1	4.8	4.4	-0.014	5.8	8.6
	C10		G+Q-E MAX	-573.6	178.7	-18	14.1	-26.2	268.5

Etage9 ,10 et11	C5	50x50	0.8G+QX MAX	322.8	8.9	14.2	9.8	-10.1	11
	C16		ELU	-1179	5.2	3.9	-0.033	5.4	8.3
	C10		G+Q-E MAX	-279	178.1	-18.6	9.8	-26.9	260.6
Etage 12 et13	C31	45x45	0.8G+Y MAX	109	10.6	3.7	9.7	4.9	-0.4
	C16		ELU	-473.7	4.4	2.8	-0.036	4.5	7.1
	C10		G+Q-E MAX	-95.7	208.4	-27	6.2	-32.4	276.7

### VI.7.3.Les moments dans les voiles :

#### Sens transversale :

Les sollicitations sont résumées dans les tableaux suivants:

#### Voiles P1 et P2 :

Zone	Pier	combinaison	Pu	V	M3
Zone1	P1	0.8G+Ey	1054,86	580,63	2194,35
Zone2	P1	0.8G+Ey	623,47	766,05	1827,09
Zone3	P1	0.8G+Ey	500,77	736,74	1690,69
Zone4	P1	0.8G+Ey	139,66	609,34	1048,1
Zone5	P1	0.8G+Ey	-123,54	458,05	541,94
Zone6	P1	0.8G+Ey	115,45	378,5	-495,95

#### Sens Longitudinale :

#### Voiles V2

Zone	Pier	combinaison	Pu	V	M3
Zone1	V2	0.8G+Ey	809,7	308,09	636,63
Zone2	V2	0.8G+Ey	-805,6	266,05	473,27
Zone3	V2	0.8G+Ey	695,89	218,54	265,87
Zone4	V2	0.8G+Ey	448,54	108,29	178,5
Zone5	V2	0.8G+Ey	-402,09	117 ,95	124,85
Zone6	V2	0.8G+Ey	356,18	95,57	109,03

## 1. Introduction :

Les poutres seront ferrillées en flexion simple aux sollicitations données par les combinaisons d'actions les plus défavorables :

- À l'état limite ultime :  $1,35G + 1,5Q$  (ELU)
- Situation accidentelles :  $G + Q \pm E$  et  $0,8G \pm E$  (RPA)

Puis on procède aux vérifications à l'ELU à l'ELS et au RPA.

## 2. Etapes de calcul des armatures :

**A- Armatures longitudinales :** Calcul des moments réduit ultime :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad ; \quad f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$  : Dans le cas d'une situation durable.

$\gamma_b = 1,15$  : Dans le cas de la situation accidentelle.

Selon la valeur du moment réduit par rapport à celle du moment réduit limite, on distingue les deux cas suivants :

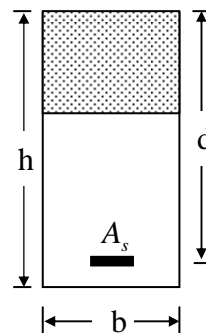
• **1<sup>er</sup> cas :**  $\mu \leq \mu_l = 0,392$  La section est simplement armée (S.S.A), et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

La section d'armatures tendues est donnée par la formule suivante :

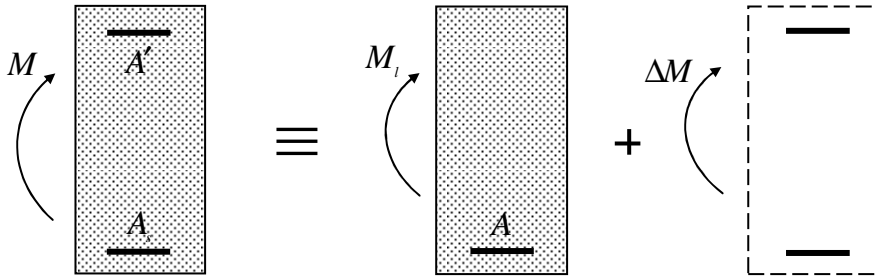
$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

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

$$\gamma_s = 1,15$$



• **2<sup>em</sup> cas :**  $\mu > \mu_l = 0,392$  La section est doublement armée (S.D.A)



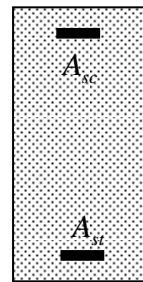
La section réelle est équivalente à la somme de deux sections fictives.

$$\Delta M = M_u - M_l$$

$$M_{f1} = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{c28}$$

$$A_{st1} = \frac{M_{f1}}{\beta_l \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_{st2} = \frac{\Delta M}{\sigma_s \cdot (d - c')}$$



**Finalement, les sections théoriques sont :**

Armatures tendues :  $A_{st} = A_{st1} + A_{st2}$

Armatures comprimées :  $A_{sc} = A_{st2}$

➤ **Les armatures transversales :**

La section minimale des aciers transversaux doit vérifier :  $\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \cdot f_e \geq \frac{\tau_u}{2} 0,4 Mpa$ .

L'espace est de :  $S_t \leq \min\{0,9 \cdot d; 40cm, 15 \cdot \phi'_{l\min}\}$  avec :  $\{15 \cdot \phi'_{l\min}\} \rightarrow Si : A' \neq 0$ .

Diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35} \cdot \frac{b}{10}; \phi_{l\min}\right\}$ .

**B- Recommandation du RPA99-modifié2003 :**

• **Armatures longitudinales (Art 7.5.21) :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est 0,5% en toute section.  $A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h$ .

- Poutres secondaires :  $0,005 \times 30 \times 35 = 5.25cm^2$

- Poutres principales :  $0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux le long de la poutre est :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.
- La longueur de recouvrement est de  $50 \varnothing$  en zone III.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rives et d'angles doit être effectué avec des crochets de  $90^\circ$ .

**A.N :**

➤ **Poutre secondaire :**

$$0,04 \times 30 \times 35 = 36 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone courante.}$$

$$0,06 \times 30 \times 35 = 54 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone de recouvrement.}$$

➤ **Poutres principales :**

$$0,04 \times 30 \times 35 = 36 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone courant.}$$

$$0,06 \times 30 \times 35 = 54 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone de recouvrement}$$

• **Armatures transversales : (Art7.5.2.2)**

La quantité d'armatures transversale minimale est donnée par la condition :

$$A_t = 0,003.S_t.b$$

L'espacement entre les armatures transversales est déterminé comme suite :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12.\varnothing, 30 \text{ cm}\right) : \quad \text{En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} : \quad \text{En dehors de la zone nodale.}$$

$\varnothing$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée doublement armée, c'est le diamètre le plus faible des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales sont disposés à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**C- Vérification à l'ELU :****❖ Vérification de la condition de non fragilités :**

La section minimale des armatures longitudinale à l'état limite ultime pour chaque cas de poutre est donnée par la formule suivante :  $A_{\min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e}$

Remarque :

Si la section d'armatures choisie dépasse les 20% de la section théorique de calcul, la condition de non fragilité est inutile (BAEL 91).

**❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} \leq \min\left(0,20.\frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = 3,33 MPa \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

**❖ Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis :****• Influence sur le béton :**

On doit vérifiée la relation suivant :

$$T_u^{\max} \leq 0,4.\frac{f_{c28}}{\gamma_b}.a.b \quad ; \quad a = 0,9d$$

**• Influence sur les aciers :**

$$A_s \geq \left(T_u^{\max} + \frac{M_u}{0,9d}\right).\frac{\gamma_s}{f_e}$$

$M_u$  : Moment ultime agissant au droit de l'appui considéré.

**❖ Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9.d.\sum ui} \leq \bar{\tau}_{se} \quad ; \quad \bar{\tau}_{se} = \psi.f_{c28}$$

$\psi_s = 1,50$  Pour les aciers hauts adhérence.

**D- Vérification a l'ELS :****❖ Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte de l'acier :  $\sigma_s = \frac{M_s}{A \beta_1 d}$

**❖ Etat limite d'ouverture des fissures :**

Dans notre cas la fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

**❖ Etat limite de déformation (BAEL 91/Art B.6.5, 2):**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si toutes les conditions suivantes sont

Vérifiées :  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$  ;  $\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_0}$  ;  $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$

$M_0$  : Moment de travée de référence.

$M_t$  : Moment en travée.

$A_s$  : Section d'acier tendue en travée.

$L$  : Portée libre de la poutre.

Si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche.

$$F_v = \frac{M \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} \leq \frac{1}{500} \quad ; \quad \lambda = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\rho \cdot \left( 2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b} \right)}$$

$$E_v = 1100 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} \quad ; \quad I_{Fv} = \frac{I_0}{1 + 0,4\mu \cdot \lambda}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad ; \quad \mu = 1 - \frac{1,75 f_{c28}}{4\rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

$A_s$  : La section d'armatures tendues.

**3. Application :****A- Ferrailage des poutres principales :****Remarque :**

Pour des raisons de mise en œuvre et pour faciliter le ferrailage, le calcul se fera pour le moment maximal de chaque zone et les sections adoptées seront retenues pour toutes les travées d'étage dans la zone considéré.

**.Ferrailage des poutres principales (Sens longitudinal) :**

$$h = 35 \text{ cm} \quad ; \quad b = 30 \text{ cm} \quad ; \quad d = 32.5 \text{ cm}$$

Niveau		Mmax (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	Amin (RPA) (cm <sup>2</sup> )	As adoptée (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
SS RDC Etagel	appuis	-111.07	15.1	5.25	16.07	<b>4HA16+4HA16</b>
	travée	82.847	10.27	5.25	10.68	<b>4HA14+4HA12</b>
Etagel2	appuis	-111	12.05	5.25	12.32	<b>4HA14+4HA14</b>
	travée	82.593	10.23	5.25	10.68	<b>4HA14+4HA12</b>
Etagel3 4et 5	appuis	-151.9	18.36	5.25	20.6	<b>4HA16+4HA20</b>
	travée	109.4	14.78	5.25	16.07	<b>4HA16+4HA16</b>
Etagel6 7et 8	appuis	-158	19.49	5.25	20.6	<b>4HA16+4HA20</b>
	travée	111.9	15.27	5.25	16.07	<b>4HA16+4HA16</b>
Etagel9 10et 11	appuis	-155.8	19.08	5.25	20.6	<b>4HA16+4HA20</b>
	travée	110.4	11.97	5.25	12.32	<b>4HA14+4HA14</b>
Etagel12 et13	appuis	-155.2	18.96	5.25	20.6	<b>4HA16+4HA20</b>
	travée	104.3	11.16	5.25	12.32	<b>4HA14+4HA14</b>

**Tableau 1 : Calcul du ferrailage des poutres principales.**

➤ **Vérification à l'ELU :**

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 32,5 \times \frac{2,1}{400} = 0,996 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min} = 0,996 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$T_u^{\max} = 157,91 \text{ kN}$$

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

$$\tau_u = \frac{157,91 \times 10^3}{300 \times 325} = 1,91 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

• **Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

➤ **Influence sur le béton :**

On doit vérifier la relation suivante :

$$0,4 \cdot 0,9 d \cdot b \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \left( 0,4 \times 0,9 \times 325 \times 300 \times \frac{25}{1,5} \right) \times \frac{1}{10^3} = 495 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = 157,91 \text{ kN} < 495 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Influence sur les aciers :**

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \cdot \left( T_u + \frac{M_U}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left( 157,91 - \frac{111,07}{0,9 \times 32,5} \right) = 0,441 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 16,07 \text{ cm}^2 \geq 0,475 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification de la contrainte d'adhérence des barres:**

En doit vérifier que :

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum_{ui}}$$

$$\sum_{ui} = n \cdot \pi \cdot \phi = 8 \times 16 \times 3,14 = 401,92 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{157,91 \times 10^3}{0,9 \times 325 \times 401,92} = 1,58 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

❖ **Calcul des espacements :**

Selon le RPA 99 (mod 2003) :

- Zone nodale :  $St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min(8,75; 19,2) = 8,75 \text{ cm.}$

On prend :  $St = 7 \text{ cm.}$

- Zone courante :  $St \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm.}$

On prend :  $St = 15 \text{ cm.}$

❖ **Armatures transversales minimales :**

$$A_t \geq 0,003 \cdot St \cdot b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

❖ **Diamètre des armatures transversales : (BAEL 91. Art.7.2.2)**

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \leq \min\left(12; \frac{350}{35}; \frac{300}{10}\right) \leq \min(12; 10; 30)$$

Donc :  $\phi_t \leq 10 \text{ mm}$

On adopte un cadre et un étrier de Ø8.

Soit :  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

❖ **Espacement minimal :**

$$St \leq \min\{0,9d; 40 \text{ cm}; 15\phi_t\} \Rightarrow St \leq \{28,35 \text{ cm}; 40 \text{ cm}; 18 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 18 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

➤ Vérification à l'ELS :

❖ Etat limite de compression du béton :

Niveau		MserMax (KN.m)	Section (cm <sup>2</sup> )	As adoptée de l'ELU (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obser
SS, RDC Etage 1	appuis	68.889	30x35	16.07	188.7	13.9	15	CV
	travée	58.77		10.68	236.24	13.3		CV
Etage2	appuis	62.31	30x35	12.32	219.2	13.6	15	CV
	travée	42.38		10.68	170.3	9.63		CV
Etage3 4et5	appuis	67.95	30x35	20.6	148	13.07	15	CV
	travée	42.45		16.07	116.4	8.57		CV
Etage6 7et8	appuis	72.96	30x35	20.6	159	14	15	CV
	travée	42.56		16.07	116.7	8.59		CV
Etage9 10et11	appuis	76.97	30x35	20.6	157.7	13.9	15	CV
	travée	43.27		12.32	154.8	11.4		CV
Etage 12et13	appuis	77.80	30x35	20.6	158.2	11.65	15	CV
	travée	47.95		12.32	168.6	10.5		CV

Tableau -2 : Vérification à l'état limite de compression du béton.

❖ Etat limite de déformation :

On doit vérifiée que :

$$\bullet \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \bullet \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \quad \bullet \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$M_0$  : Moment isostatique.

$$M_0 = 105,14 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \frac{h}{L} = \frac{35}{365} = 0,0822 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\bullet \frac{h}{L} = \frac{35}{365} = 0,0822 \geq \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{81.805}{10 \times 105.14} = 0,0778 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\bullet \frac{A_s}{b.d} = \frac{16,07}{30 \times 32.5} = 0,019 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

La troisième condition n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche.

$$F_v = \frac{M.L^2}{10.E_v.I_{Fv}} \leq \frac{1}{500}$$

$$F_v = 0.006 \leq \frac{l}{500} = \frac{5.09}{500} = 0.0102 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Remarque :  $F_v$  résultat de logiciel Etabs.**

### .Ferrailage des poutres secondaires (Sens transversal) :

$$h = 35 \text{ cm} \quad ; \quad b = 30 \text{ cm} \quad ; \quad d = 32.5 \text{ cm}$$

Niveau		Mmax (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	Amin (RPA) (cm <sup>2</sup> )	As adoptée (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
SS RDC Etag1	appuis	-59.3	5.85	5.25	9.03	4HA12+4HA12
	travée	56	5.5	5.25	9.03	4HA12+4HA12
Etag2	appuis	-74.2	7.51	5.25	9.03	4HA12+4HA12
	travée	68.3	6.84	5.25	9.03	4HA12+4HA12
Etag3 4et 5	appuis	-111.6	12.13	5.25	12.32	4HA14+4HA14
	travée	104.5	11.19	5.25	12.32	4HA14+4HA14
Etag6 7et 8	appuis	-120	13.29	5.25	14.2	4HA14+4HA16
	travée	118.5	13.08	5.25	14.2	4HA14+4HA16
Etag 9	appuis	-124.2	13.9	5.25	14.2	4HA14+4HA16

10et 11	travée	122.5	13.65	5.25	14.2	<b>4HA14+4HA16</b>
Etage12 et 13	appuis	-123.6	13.81	5.25	14.2	<b>4HA14+4HA16</b>
	travée	115	12.6	5.25	14.2	<b>4HA14+4HA16</b>

**Tableau 3: Calcul du ferrailage des poutres secondaires.**

➤ **Vérification à l'ELU :**

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 35 \times \frac{2,1}{400} = 1,086 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\min} = 1,195 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$T_u^{\max} = 114,4 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{114,4 \times 10^3}{300 \times 325} = 1,38 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

• **Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

➤ **Influence sur le béton :**

On a doit vérifié la relation suivante :

$$0,4 \cdot 0,9 d \cdot b \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \left(0,4 \times 0,9 \times 325 \times 300 \times \frac{25}{1,5}\right) \times \frac{1}{10^3} = 495 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = 114,4 \text{ kN} < 495 \text{ kN}$$

**Condition vérifiée**

➤ **Influence sur les aciers :**

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u + \frac{M_U}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left( 114,4 - \frac{115}{0,9 \times 32,5} \right) = 0,315 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 14,2 \text{ cm}^2 \geq 0,315 \text{ cm}^2$$

**Condition vérifiée**

• **Vérification de la contrainte d'adhérence des barres :**

En doit vérifier que :

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum_{ui}}$$

$$\sum_{ui} = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 14 + 4 \times 16 \times 3,14 = 401,92 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{114,4 \times 10^3}{0,9 \times 325 \times 401,92} = 1,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée.**

➤ **Calcul des armatures transversales :**

➤ **Calcul des espacements :**

Selon le RPA 99 (mod 2003) :

$$\text{- Zone nodale : } St \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi \right) = \min(8,75; 19,2) = 8,75 \text{ cm.}$$

$$\text{On prend : } St = 8 \text{ cm.}$$

$$\text{- Zone courante : } St \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm.}$$

$$\text{On prend : } St = 15 \text{ cm.}$$

➤ **Armatures transversales minimales :**

$$A_t \geq 0,003 \cdot St \cdot b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

➤ **Diamètre des armatures transversales : (BAEL 91. Art.7.2.2)**

$$\phi_t \leq \min \left( \phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \leq \min \left( 12; \frac{350}{35}; \frac{300}{10} \right) \leq \min(12; 10; 30)$$

$$\text{Donc : } \phi_t \leq 10 \text{ mm}$$

On adopte un cadre et un étrier de Ø8.

Soit :  $A_t = 2,01\text{cm}^2$

➤ **Espacement minimal :**

$$St \leq \min\{0,9d ; 40\text{ cm} ; 15\phi_t\} \Rightarrow St \leq \{29,25\text{ cm} ; 40\text{ cm} ; 18\text{cm}\}$$

$$St \leq 18\text{cm} \Rightarrow St = 15\text{ cm}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

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

Niveau		MserMax (KN.m)	Section (cm <sup>2</sup> )	As adoptée de l'ELU (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obser
SS, RDC Etage 1	appuis	13.729	30x35	9.03	64.58	3.27	15	CV
	travée	20.689		9.03	97.32	4.93		CV
Etage2	appuis	11.934	30x35	9.03	56.14	2.84	15	CV
	travée	8.783		9.03	41.32	2.09		CV
Etage3 4et5	appuis	16.644	30x35	12.32	58.41	3.55	15	CV
	travée	12.29		12.32	43.13	2.62		CV
Etage6 7et8	appuis	22.554	30x35	14.2	69.50	4.76	15	CV
	travée	16.333		14.2	50.33	3.45		CV
Etage9 10et11	appuis	24.069	30x35	14.2	74.17	5.08	15	CV
	travée	19.37		14.2	59.61	4.08		CV
Etage 12et13	appuis	25.84	30x35	14.2	79.62	5.45	15	CV
	travée	20.624		14.2	63.55	4.35		CV

**Tableau 4 : Vérification à l'état limite de compression du béton.**

## ❖ Etat limite de déformation :

$$M_0 = 13,64 \text{ kN.m}$$

$$\bullet \frac{h}{L} = \frac{35}{365} = 0,082 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\bullet \frac{h}{L} = \frac{35}{365} = 0,082 \geq \frac{Mt}{10M_0} = \frac{20.698}{10 \times 22.91} = 0,0806 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\bullet \frac{A_s}{b.d} = \frac{14.2}{30 \times 32.5} = 0,017 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

La troisième condition n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche.

$$F_v = \frac{M.L^2}{10.E_v.I_{F_v}} \leq \frac{1}{500}$$

$$F_v = 0.00039 \leq \frac{l}{500} = \frac{320}{500} = 0.64 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Remarque :**  $F_v$  résultat de logiciel Etabs.

**Introduction :**

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans le sens le plus défavorable, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G+1,5Q$   $\longrightarrow$  à l'ELU.
- $G+Q$   $\longrightarrow$  à l'ELS.
- $G+Q\pm E$  }  $\longrightarrow$  RPA99 révisé 2003.
- $0,8G\pm E$  }

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

**1. Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :****A. Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Leur pourcentage minimal en zone sismique (III) est de 0,90% b.h.
  - S-S, RDC, Etage 1  $A_{min} = 0.009 \times (70 \times 70) = 44,1 \text{ cm}^2$
  - Etages 2  $A_{min} = 0.009 \times (65 \times 65) = 38,025 \text{ cm}^2$
  - Etages 3, 4 et 5:  $A_{min} = 0.009 \times (60 \times 60) = 32,4 \text{ cm}^2$
  - Etage 6, 7, 8  $A_{min} = 0.009 \times (55 \times 55) = 27,225 \text{ cm}^2$
  - Etage 9, 10 et 11  $A_{min} = 0.009 \times (50 \times 50) = 22,5 \text{ cm}^2$
  - Etage 12, 13  $A_{min} = 0.009 \times (45 \times 45) = 18,225 \text{ cm}^2$

- Leur pourcentage **maximal** est de :

**4% en zone courante (0.04.b.h) :**

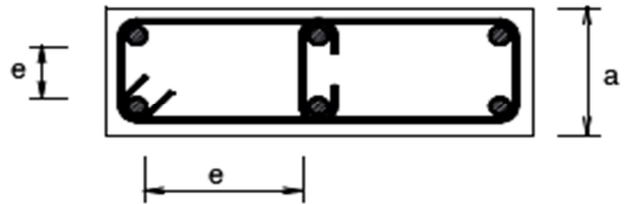
- RDC, Etage 1 :  $A_{max} = 0.04 \times (70 \times 70) = 196 \text{ cm}^2$
- Etages 2:  $A_{max} = 0.04 \times (65 \times 65) = 170 \text{ cm}^2$
- Etages 3, 4 et 5 :  $A_{max} = 0.04 \times (60 \times 60) = 144 \text{ cm}^2$
- Etages 6, 7 et 8 :  $A_{max} = 0.04 \times (55 \times 55) = 121 \text{ cm}^2$
- Etages 9, 10 et 11 :  $A_{max} = 0.04 \times (50 \times 50) = 100 \text{ cm}^2$
- Etages 12 et 13 :  $A_{max} = 0.04 \times (45 \times 45) = 81 \text{ cm}^2$

**6% en zone de recouvrement (0.06.b.h) :**

- RDC, Etage 1 :  $A_{max} = 0.04 \times (70 \times 70) = 144 \text{ cm}^2$
- Etages 2:  $A_{max} = 0.04 \times (65 \times 65) = 121 \text{ cm}^2$
- Etages 3,4 et 5 :  $A_{max} = 0.04 \times (60 \times 60) = 100 \text{ cm}^2$
- Etages 6, 7 et 8 :  $A_{max} = 0.04 \times (55 \times 55) = 81 \text{ cm}^2$
- Etages 9,10 et 11 :  $A_{max} = 0.04 \times (50 \times 50) = 64 \text{ cm}^2$
- Etages 12 et 13 :  $A_{max} = 0.04 \times (45 \times 45) = 64 \text{ cm}^2$

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de:  $50 \varphi$  en zone (III).

➤ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zone (III).



➤ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales

➤ La zone nodale est constituée par le nœud (poutre – poteau) proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont donnée par les relations suivantes :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b, h_1, 60\text{cm}\right)$$

$$L' = 2.h$$

$b_1, h_1$  : Les dimensions de la section transversale du poteau.

$h_e$  : La hauteur du poteau.

$b, d$  : Les dimensions de la section transversale de la poutre.

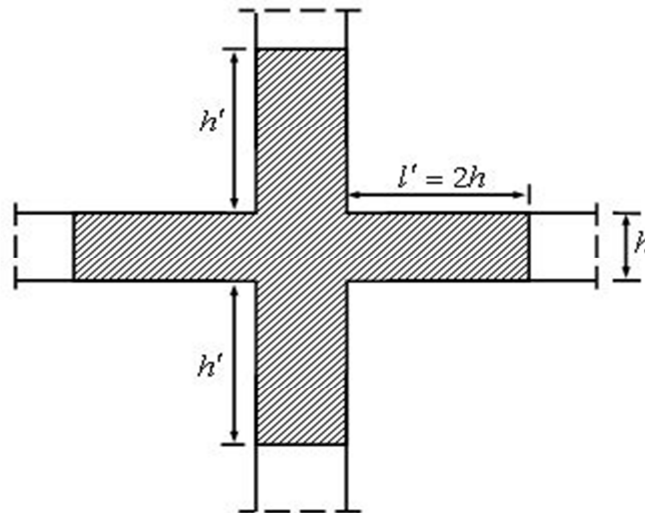


Figure .1\_ : Délimitation de la zone nodale.  
(RPA99-modifié2003/Article7.4.2)

### 1- Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont calculées par formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

$V_u$ : effort tranchant de calcul.

$h_t$ : hauteur totale de la section brute.

$f_e$ : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

$\rho_a$ : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$A_t$  : armatures transversales.

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5. \\ 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5. \end{cases}$$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$l_f$ : la longueur de flambement des poteaux.

(a, b) : dimensions de la section droite du poteau.

Avec:  $l_f = 0.7 \times h_0$

Par ailleurs la valeur maximale de l'espacement  $S_t$  pour la zone sismique (IIa) est fixée comme suit:

• **dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \min. (\Phi l, 15\text{cm})$$

• **dans la zone courante :**

$$S_t \leq \min 15\Phi l$$

$\Phi l$  le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité **d'armatures transversales minimales**  $\frac{A_t}{b.S_t}$  en % est donnée comme

suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \quad A_{\min} 0.3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \quad A_{\min} 0.8\%$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  interpoler entre les valeurs limites précédente.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10 \Phi$  minimums.

## 2. Calcul du ferrailage à l'état limite ultime :

• **Détermination du centre de pression (calcul de l'excentricité) :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} g = e_u - \left( \frac{h}{2} - c' \right) \quad (\text{N : effort normal de traction}) \\ g = e_u + \left( \frac{h}{2} - c' \right) \quad (\text{N : effort normal de compression}) \end{array} \right.$$

$$M_f = N_u \cdot g$$

Selon la valeur de  $e_u$  et la nature de l'effort normal, on distingue trois cas :

1- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, c'est-à-dire que :  $e_u \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right)$  et N est un effort normal de compression.

Dans ce cas, la section est partiellement comprimée (SPC).

❖ Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

• Si :  $\mu < \mu_l$  La section est simplement armée (SSA).

$$\mu \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta$$

• Armatures fictives :  $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$

• Armatures réelles :

$$\begin{cases} A = A_f + \frac{N_u}{\sigma_{st}} & (\text{N : effort normal de traction}) \\ A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} & (\text{N : effort normal de compression}) \\ A' = 0 \end{cases}$$

• Sinon :  $\mu \geq \mu_l$  La section est doublement armée (SDA).

$$\mu_l \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta_l$$

• Armatures en flexion simple :

$$M_l = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc} \quad ; \quad \Delta M_f = M_f - M_l$$

$$\begin{cases} A_l = \frac{M_l}{\beta_l \cdot d \cdot \sigma_{st}} \\ A'_f = \frac{\Delta M_f}{(d - c') \cdot \sigma_{st}} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} A_f = A_l + A'_f \\ A'_f \end{cases}$$

- Armatures en flexion composée :

$$\begin{cases} A = A_f + \frac{N_u}{\sigma_{st}} & (\text{N : effort normal de traction}) \\ A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} & (\text{N : effort normal de compression}) \\ A' = A'_f \end{cases}$$

2- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures, c'est-à-dire que :

$$e < \left( \frac{h}{2} - c' \right)$$

- N est un effort normal de traction ou de compression.

On vérifie l'inégalité suivante :

$$\left( 0,337 - 0,81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \geq N_u \cdot (d - c') - M_f \quad \text{--- (A)}$$

- **1<sup>er</sup> cas : la condition (A) est vérifiée.**

La section est partiellement comprimée, et les calculs sont effectués à partir du cas -1-.

- **2<sup>ème</sup> cas : la condition (A) n'est pas vérifiée.**

La section est entièrement comprimée (SEC). Le ferrailage est déterminé de la manière suivante :

On vérifie l'inégalité (B) :

$$(0,5 \cdot h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} \geq N_u (d - c') - M_f \quad \text{--- (B)}$$

Deux autres cas peuvent se distinguer :

**a- La condition (B) est vérifiée :** La section est simplement armée (SSA).

$$\psi = \frac{0,3571 + \frac{N_u \cdot (d - c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}} ; \quad \begin{cases} A'_1 = \frac{N_u - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{st}} \\ A'_2 = 0 \end{cases}$$

**b- La condition (B) n'est pas vérifiée :** La section est doublement armée (SDA).

$$A'_1 = \frac{M_f - (d - 0,5 \cdot h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \cdot \sigma_{st}}$$

$$A'_2 = \frac{N_u - (b \cdot h \cdot f_{bc})}{\sigma_{st}} - A_1$$

**3-** Le centre de pression se trouve à l'intérieure du segment limité par les armatures, c'est-à-dire que :  $e_u < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$  et N est un effort normal de traction.

Dans ce cas, la section est entièrement tendue.

$$a = \frac{h}{2} + e_u - c \quad ; \quad \begin{cases} A_1 = \frac{N_u \cdot a}{(d - c') \cdot \sigma_s} \\ A_2 = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_1 \end{cases}$$

### 3. Condition de non fragilité :

• Section entièrement tendue :

$$\begin{cases} A_{1.\min} = \frac{1,25 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot \left[ \frac{0,4 \cdot h - e_s}{h + 6 \cdot e_s} \right] \\ A_{2.\min} = \frac{1,25 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot \left[ \frac{0,4 \cdot h + e_s}{h + 6 \cdot e_s} \right] \end{cases}$$

- Section partiellement comprimée :

$$\begin{cases} A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot \left[ \frac{e_s + 0,455 \cdot d}{e_s + 0,185 \cdot d} \right] & (\text{N : traction}). \\ A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot \left[ \frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \right] & (\text{N : compression}). \end{cases}$$

**4. Vérification à l'état limite de stabilité de forme :**

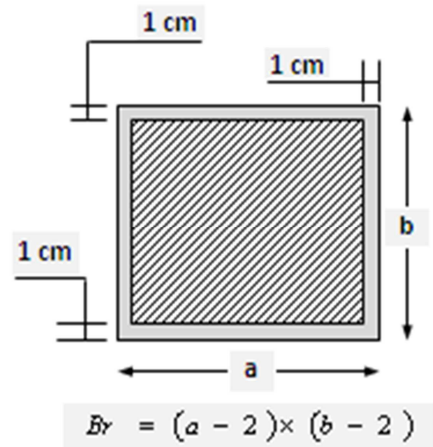
Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement ; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_u = \alpha \cdot \left( \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 9-Article B.8.4.1}$$

$B_r$  : Section réduite du béton, obtenue en déduisant 1cm aux dimensions réelles de la section sur sa périphérie.

$A_s$  : Section d'aciers comprimés prise en compte dans le calcul.

$\alpha$  : Coefficient réducteur en fonction de l'élanement  $\lambda$ .



$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ 0,6 \cdot \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad ; \quad l_f = 0,7 \cdot l_0 = 4,76m \quad : \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

### 5. Vérifications à l'ELS :

Dans le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier :

◆ **L'état limite d'ouverture des fissures** : pour notre bâtiment, aucune vérification n'est nécessaire car les fissurations sont peu nuisibles.

◆ **L'état limite de compression du béton** :

$M_{ser}$  : Moment fléchissant à l'état limite de service par rapport à la section du béton.

$N_{ser}$  : L'effort normal à l'état limite de service.

• **Section entièrement comprimée :**

La section est entièrement comprimée (SEC) si :  $e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} < \frac{h}{6}$

Section du poteau rendue homogène est :  $B_0 = b.h + 15.(A + A')$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{b.h^2}{2} + 15.(A.c' + A'.d) \right]$$

$$V_2 = h - V_1$$

$V_1$  : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

$V_2$  : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b}{3} . (V_1^3 - V_2^3) + 15 . [A.(V_1 - c)^2 + A'.(V_2 - c')^2]$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\begin{cases} \sigma_b^1 = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_{ser} \cdot V_1}{I_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_b^2 = \frac{N_{ser}}{B_0} - \frac{M_{ser} \cdot V_2}{I_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

Puisque  $\sigma_b^1 > \sigma_b^2$ , il nous suffit de vérifier que  $\sigma_b^1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$ .

➤ Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\begin{cases} \sigma_s^1 = 15 \left[ \frac{N}{B_0} + \frac{M_{ser} \cdot (V_1 - c)}{I_0} \right] \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \\ \sigma_s^1 = 15 \cdot \left[ \frac{N}{B_0} + \frac{M_{ser} \cdot (V_2 - c')}{I_0} \right] \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

• Section partiellement comprimée :

La section est partiellement comprimée (SPC) si :  $e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \geq \frac{h}{6}$

$$c_1 = \frac{h}{2} - e_s \qquad p = -3 \cdot c_1^2 - \frac{90A'}{b} \cdot (c_1 - c') + \frac{90 \cdot A \cdot (d - c_1)}{b}$$

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

On détermine la valeur de  $y_2$  par la résolution de l'équation :

$$y_2^3 + py_2 + q = 0$$

$$y_1 = y_2 + c_1$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s \cdot (y_1 - c')^2]$$

$c'$  : Enrobage.

$c_1$  : Distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimée ( $c_1 = d - e_s$ ).

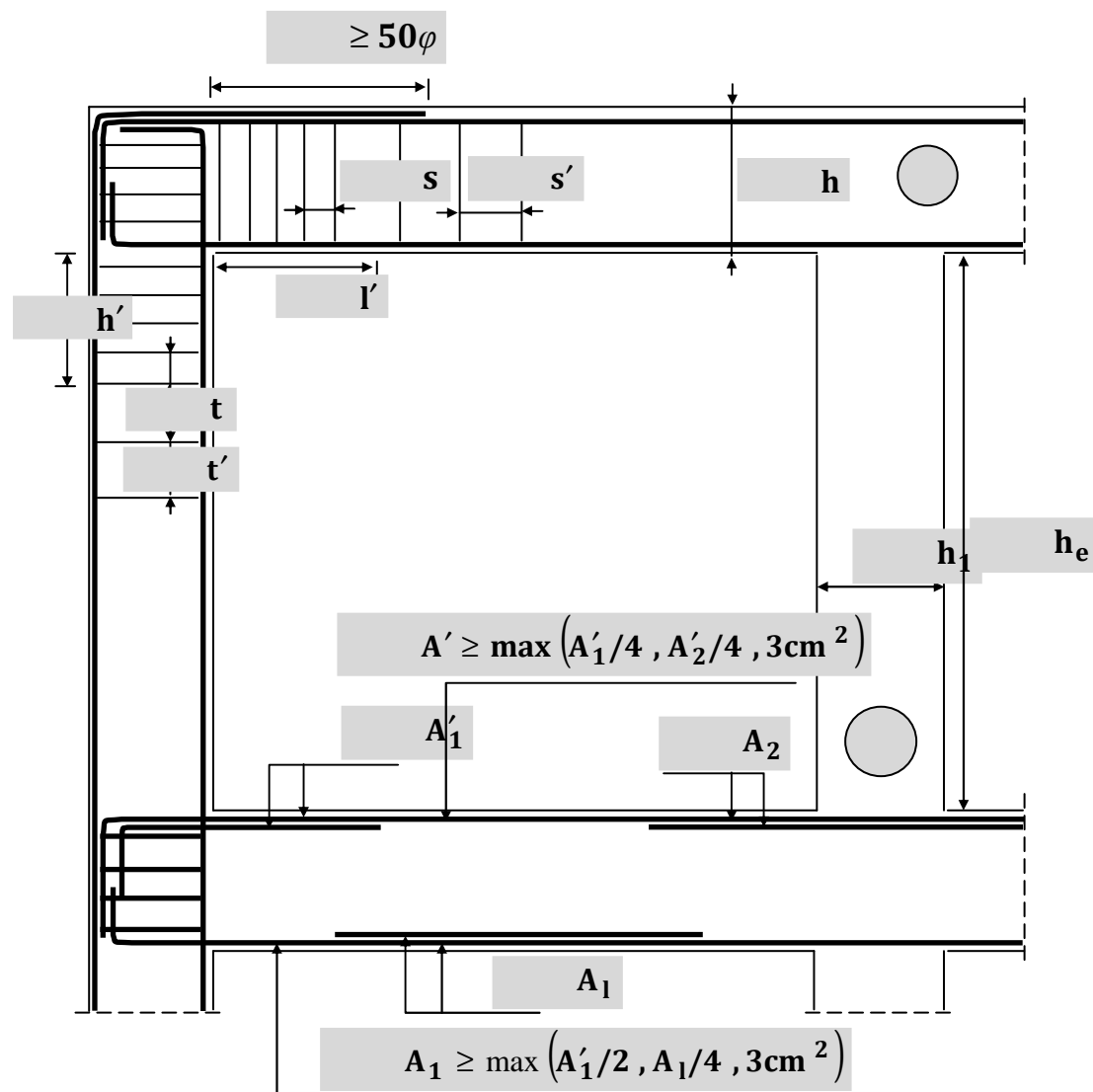
- La contrainte de compression du béton vaut :

$$K = \frac{N_s}{y_2} \quad ; \quad \sigma_{bc} = K \cdot y_1$$

- La contrainte dans les aciers tendus

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

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (y_1 - c')$$



Détail d'un cours d'armatures transversale de la zone nodale.

$$\begin{cases} t \leq \min(10\phi, 15\text{cm}) \\ t \leq 10\text{cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} s \leq \min(h/4, 12\phi_t, 30\text{cm}) \\ s' \leq h/2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} l' \leq 2h \\ h' \leq \max(h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm}) \end{cases}$$

$$\begin{cases} t' \leq 15\phi \\ t' \leq \min(b_1/2, h_1/2, 10\phi_1)h/2 \end{cases}$$



2U superposés  
(Avec alternance dans l'orientation)

Figure 2: Dispositions constructives des portiques.  
(RPA99/Article7.6)

Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Section b×h (Cm <sup>2</sup> )	Obs.	A <sub>s</sub> ' (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopt</sub> (Cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
SS RDC Etage1	N <sub>max</sub> =4172.3	M <sub>cor</sub> =29.8	70	SEC	0	0	0	44.1	50,27	12HA20+4HA20
	N <sub>min</sub> =5843.1	M <sub>cor</sub> =231.6		SEC	0	0				
	N <sub>cor</sub> =1586.5	M <sub>max</sub> =425.6		SEC	0	0				
Etage2	N <sub>max</sub> =2840.2	M <sub>cor</sub> =17.4	65	SEC	0	0	0	38.05	41,21	12HA20+8HA16
	N <sub>min</sub> =4308.9	M <sub>cor</sub> =84.7		SEC	0	0				
	N <sub>cor</sub> =1255.8	M <sub>max</sub> =229.9		SEC	0	0				
Etage 3,4, et5	N <sub>max</sub> =2172	M <sub>cor</sub> =12.8	60	SEC	0	0	2.05	32.4	37,70	12HA20
	N <sub>min</sub> =3485	M <sub>cor</sub> =62.3		SEC	0	0				
	N <sub>cor</sub> =898.8	M <sub>max</sub> =253.7		SPC	0	2.05				
Etage 6,7 et8	N <sub>max</sub> =981	M <sub>cor</sub> =15.3	55	SEC	0	0	15.07	27.22	28,65	4HA20+8HA16
	N <sub>min</sub> =1921.1	M <sub>cor</sub> =8.6		SEC	0	0				
	N <sub>cor</sub> =573.6	M <sub>max</sub> =268.5		SPC	0	15.07				
Etage 9,10 et 11	N <sub>max</sub> =322.8	M <sub>cor</sub> =11	50	SEC	0	0	11.68	22.5	28,65	4HA20+8HA16
	N <sub>min</sub> =1179	M <sub>cor</sub> =8.3		SPC	0	0				
	N <sub>cor</sub> =279	M <sub>max</sub> =260.6		SPC	0	11.68				
Etage 12 et 13	N <sub>max</sub> =109	M <sub>cor</sub> =0.4	45	SEC	0	0	17.26	18.22	28,65	4HA20+8HA16
	N <sub>min</sub> =473.7	M <sub>cor</sub> =7.1		SEC	0	0				
	N <sub>cor</sub> =95.7	M <sub>max</sub> =276.7		SPC	0	17.26				

Tableau 1 : Ferrailage des poteaux à l'ELU.

Poteaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	OBS	$\sigma_b^{sup}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Obs.
SS RDC Etage1	$N_{max}=-2987.67$	$M_{cor}=1.413$	50,27	SEC	6.09	15	vérifiée
	$N_{min}=-547.08$	$M_{cor}=-5.991$		SEC	1.57		vérifiée
	$N_{cor}=-773.4$	$M_{max}=-43.726$		SEC	1.58		vérifiée
Etage2	$N_{max}=-2177.32$	$M_{cor}=6.479$	41,21	SEC	5.15	15	vérifiée
	$N_{min}=-519.52$	$M_{cor}=3.096$		SEC	1.23		vérifiée
	$N_{cor}=-640.13$	$M_{max}=-28.163$		SEC	1.51		vérifiée
Etage 3,4, et5	$N_{max}=-1976.51$	$M_{cor}=6.265$	37,70	SEC	5.54	15	vérifiée
	$N_{min}=-346.05$	$M_{cor}=2.442$		SEC	1.03		vérifiée
	$N_{cor}=-1139.69$	$M_{max}=33.151$		SPC	3.25		vérifiée
Etage 6,7 et8	$N_{max}=-1402.73$	$M_{cor}=6.268$	28,65	SEC	4.63	15	vérifiée
	$N_{min}=-198.34$	$M_{cor}=1.795$		SEC	0.65		vérifiée
	$N_{cor}=-734.2$	$M_{max}=35.787$		SPC	3.69		vérifiée
Etage 9,10 et 11	$N_{max}=-861.2$	$M_{cor}=6.05$	28,65	SEC	3.44	15	vérifiée
	$N_{min}=-77.92$	$M_{cor}=1.312$		SPC	0.31		vérifiée
	$N_{cor}=-362.25$	$M_{max}=37.648$		SPC	1.45		vérifiée
Etage12 et 13	$N_{max}=-346.7$	$M_{cor}=5.19$	28,65	SEC	1.71	15	vérifiée
	$N_{min}=-9.14$	$M_{cor}=0.45$		SEC	0.045		vérifiée
	$N_{cor}=-114.44$	$M_{max}=-52.41$		SPC	2.56		vérifiée

Tableau 2 : Vérification de l'état limite de compression du béton à l'ELS

## 6. Les armatures transversales :

### ➤ Espacement des cadres:

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale :  $t \leq \min ( 10\phi , 15\text{cm} )$
- Dans la zone courante :  $\{t' \leq \min ( b_1/2 , h_1/2 , 10\phi_1 )h/2$

Où  $\phi$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de **10 cm** en zone nodale et **15 cm** en zone courante.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par  $\frac{A_t}{t.b}$  est donnée comme suit :

0,3 % si  $\lambda_g \geq 5$

0,8 % si  $\lambda_g \leq 3$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite

### ➤ Calcul de l'élancement :

L'élancement est donné par la relation :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

$h_0$  : longueur libre du poteau.

$h_0=373$  cm pour les poteaux du SS et RDC.

$h_0=271$  cm pour les poteaux des étages courants.

$$\text{Poteaux } (70 \times 70): \quad \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{70} \times 0.7 \times 373 = 14.13$$

$$\text{Poteaux } (65 \times 65): \quad \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{65} \times 0.7 \times 271 = 11.41$$

$$\text{Poteaux } (60 \times 60): \quad \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{60} \times 0.7 \times 271 = 12.36$$

$$\text{Poteaux (55}\times\text{55): } \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{55} \times 0.7 \times 271 = 13.49$$

$$\text{Poteaux (50}\times\text{50): } \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{50} \times 0.7 \times 271 = 14.84$$

$$\text{Poteaux (45}\times\text{45): } \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0.7 \times 271 = 16.48$$

On remarque que :  $\lambda_g > 5$  donc  $\rho_a = 2.5$

$$\frac{A}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \quad (\text{RPA 2003 Art 7.4.2.2})$$

$V_u$  : l'effort tranchant de calcul

$h$  : hauteur totale de la section brute

$\rho_a$  : 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.

Les résultats sont groupés dans le tableau suivant :

Niveau	Section	zone	St (cm)	$\lambda_g$	$At_{cgl}$ (cm <sup>2</sup> )	$At_{ado}$ (cm <sup>2</sup> )	acier
13-12	45 x 45	zc	15	16.48	2.025	3.02	6T8
		zn	10		1.35	3.02	6T8
11-10-9	50 x 50	zc	15	14.84	2.25	3.02	6T8
		zn	10		1.5	3.02	6T8
8-7-6	55 x 55	zc	15	13.49	2.475	4.71	6t10
		zn	10		1.65	4.71	6t10
5-4-3	60 x 60	zc	15	12.36	2.7	4.71	6t10
		zn	10		1.8	4.71	6t10
2	65 x 65	zc	15	11.41	2.925	4.71	6t10
		zn	10		1.95	4.71	6t10
1- S/sol	70 x 70	zc	15	14.13	3.15	4.71	6t10
		zn	10		2.1	4.71	6t10

➤ **Espacement des armatures :**

**En zone nodale :**

$S_t \leq 10 \text{ cm}$  donc on prend  $S_t = 10 \text{ cm}$

Selon le BAEL :

$$S_t \leq \min \begin{cases} 15\phi_l = 15.12 + 18\text{cm} \\ 40\text{cm} \\ a + 10 = 45 + 10 = 55\text{CM} \end{cases}$$

Selon RPA :

Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min (10 \phi_l, 15 \text{ cm} )$$

Donc :  $S_t \leq \min (10 \times 1,2 ; 15 \text{ cm} ) = 12$

On prend :  $S_t = 10 \text{ cm}$

**Dans la zone courante :**

$$S_t \leq 15 \phi_l$$

$$S_t \leq 15 \times 12 = 18 \text{ cm}$$

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

$$V_u = 23.97 \text{ KN} \Rightarrow A_t = \frac{2.5 \times 15 \times 23.97 \times 10^3}{45 \times 400 \times 10^2} = 0.49 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à l'effort tranchant :**

La contrainte de cisaillement de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

On prend l'effort tranchant max et on le généralise pour tous les poteaux.

$V_{\max} = 35.06 \text{ KN}$ ..... (ETABS)

Vérification de la contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{35,06.10^3}{450.(0,9.450)} = 0,192 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa} \geq 0,192 \text{ Mpa} .$$

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivants :

Niveau	Section	$V_{uA}$ (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
13-12	45 x 45	35.06	0,192	3,33	Satisfaite
11-10-9	50 x 50	26.69	0,118	3,33	Satisfaite
8-7-6	55 x 55	24.18	0,088	3,33	Satisfaite
5-4-3	60 x 60	23.33	0,072	3,33	Satisfaite
2	65 x 65	22.39	0,058	3,33	Satisfaite
1-RDC-S/sol	70 x 70	28.03	0,063	3,33	Satisfaite

• **Vérification au flambement :**

Nous effectuerons la vérification au flambement du poteau le plus sollicité.

$$N_{max} = 4080.11 \text{ KN} .$$

$$l_f = 0.7l_0 = 2.61 \text{ m} .$$

Soit:

$$\lambda = \frac{l_f}{i}, \text{ avec } : i = \sqrt{\frac{I}{B}}, \text{ avec } : \begin{cases} I = 0,02 \text{ m}^4 \\ B = 0,49 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$i = 0,202 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 12.92 .$$

$$d'ou : 0 < \lambda < 50 \Rightarrow \Delta = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,83 .$$

On doit vérifier que:

$$B_r \geq \frac{N_{max}}{\Delta \left( \frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right)} = 1997,2 \text{ cm}^2 .$$

Nous avons :

$$B_r = (70-2.5)^2 = 4590.06 \text{ cm}^2 \geq 1997,2 \text{ cm}^2 . \quad \rightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

**Introduction :**

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans le sens le plus défavorable, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G+1,5Q$   $\longrightarrow$  à l'ELU.
- $G+Q$   $\longrightarrow$  à l'ELS.
- $G+Q\pm E$  }  $\longrightarrow$  RPA99 révisé 2003.
- $0,8G\pm E$  }

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

**1. Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :****A. Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Leur pourcentage minimal en zone sismique (III) est de 0,90% b.h.
  - S-S, RDC, Etage 1  $A_{min} = 0.009 \times (70 \times 70) = 44,1 \text{ cm}^2$
  - Etages 2  $A_{min} = 0.009 \times (65 \times 65) = 38,025 \text{ cm}^2$
  - Etages 3, 4 et 5:  $A_{min} = 0.009 \times (60 \times 60) = 32,4 \text{ cm}^2$
  - Etage 6, 7, 8  $A_{min} = 0.009 \times (55 \times 55) = 27,225 \text{ cm}^2$
  - Etage 9, 10 et 11  $A_{min} = 0.009 \times (50 \times 50) = 22,5 \text{ cm}^2$
  - Etage 12, 13  $A_{min} = 0.009 \times (45 \times 45) = 18,225 \text{ cm}^2$

- Leur pourcentage **maximal** est de :

**4% en zone courante (0.04.b.h) :**

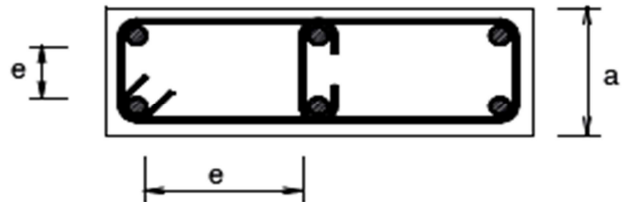
- RDC, Etage 1 :  $A_{max} = 0.04 \times (70 \times 70) = 196 \text{ cm}^2$
- Etages 2:  $A_{max} = 0.04 \times (65 \times 65) = 169 \text{ cm}^2$
- Etages 3, 4 et 5 :  $A_{max} = 0.04 \times (60 \times 60) = 144 \text{ cm}^2$
- Etages 6, 7 et 8 :  $A_{max} = 0.04 \times (55 \times 55) = 121 \text{ cm}^2$
- Etages 9, 10 et 11 :  $A_{max} = 0.04 \times (50 \times 50) = 100 \text{ cm}^2$
- Etages 12 et 13 :  $A_{max} = 0.04 \times (45 \times 45) = 81 \text{ cm}^2$

**6% en zone de recouvrement (0.06.b.h) :**

- RDC, Etage 1 :  $A_{max} = 0.04 \times (70 \times 70) = 144 \text{ cm}^2$
- Etages 2:  $A_{max} = 0.04 \times (65 \times 65) = 121 \text{ cm}^2$
- Etages 3,4 et 5 :  $A_{max} = 0.04 \times (60 \times 60) = 100 \text{ cm}^2$
- Etages 6, 7 et 8 :  $A_{max} = 0.04 \times (55 \times 55) = 81 \text{ cm}^2$
- Etages 9,10 et 11 :  $A_{max} = 0.04 \times (50 \times 50) = 64 \text{ cm}^2$
- Etages 12 et 13 :  $A_{max} = 0.04 \times (45 \times 45) = 64 \text{ cm}^2$

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de:  $50 \varphi$  en zone (III).

➤ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zone (III).



➤ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales

➤ La zone nodale est constituée par le nœud (poutre – poteau) proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont donnée par les relations suivantes :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b, h_1, 60\text{cm}\right)$$

$$L' = 2.h$$

$b_1, h_1$  : Les dimensions de la section transversale du poteau.

$h_e$  : La hauteur du poteau.

$b, d$  : Les dimensions de la section transversale de la poutre.

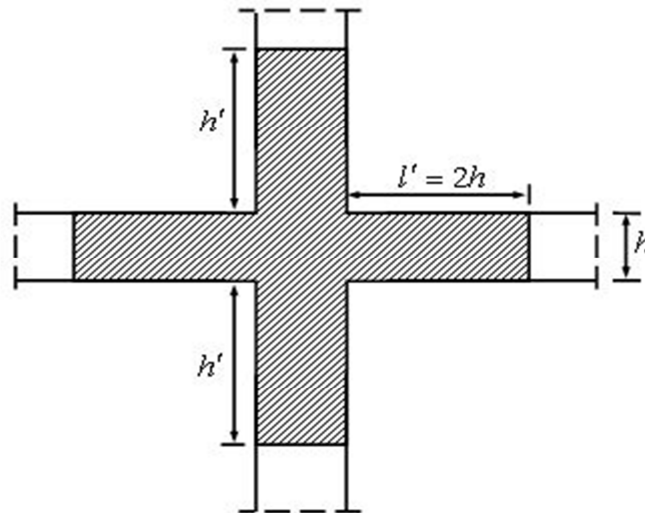


Figure .1\_ : Délimitation de la zone nodale.  
(RPA99-modifié2003/Article7.4.2)

### 1- Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont calculées par formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

$V_u$ : effort tranchant de calcul.

$h_t$ : hauteur totale de la section brute.

$f_e$ : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

$\rho_a$ : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$A_t$  : armatures transversales.

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5. \\ 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5. \end{cases}$$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$l_f$ : la longueur de flambement des poteaux.

(a, b) : dimensions de la section droite du poteau.

Avec:  $l_f = 0.7 \times h_0$

Par ailleurs la valeur maximale de l'espacement  $S_t$  pour la zone sismique (IIa) est fixée comme suit:

• **dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \min. (\Phi l, 15\text{cm})$$

• **dans la zone courante :**

$$S_t \leq \min 15\Phi l$$

$\Phi l$  le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité **d'armatures transversales minimales**  $\frac{A_t}{b.S_t}$  en % est donnée comme

suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \quad A_{\min} 0.3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \quad A_{\min} 0.8\%$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  interpoler entre les valeurs limites précédente.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10 \Phi$  minimums.

## 2. Calcul du ferrailage à l'état limite ultime :

• **Détermination du centre de pression (calcul de l'excentricité) :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} g = e_u - \left( \frac{h}{2} - c' \right) \quad (\text{N : effort normal de traction}) \\ g = e_u + \left( \frac{h}{2} - c' \right) \quad (\text{N : effort normal de compression}) \end{array} \right.$$

$$M_f = N_u \cdot g$$

Selon la valeur de  $e_u$  et la nature de l'effort normal, on distingue trois cas :

1- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, c'est-à-dire que :  $e_u \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right)$  et N est un effort normal de compression.

Dans ce cas, la section est partiellement comprimée (SPC).

❖ Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

• Si :  $\mu < \mu_l$  La section est simplement armée (SSA).

$$\mu \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta$$

• Armatures fictives :  $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$

• Armatures réelles :

$$\left\{ \begin{array}{l} A = A_f + \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad (\text{N : effort normal de traction}) \\ A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad (\text{N : effort normal de compression}) \\ A' = 0 \end{array} \right.$$

• Sinon :  $\mu \geq \mu_l$  La section est doublement armée (SDA).

$$\mu_l \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta_l$$

• Armatures en flexion simple :

$$M_l = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc} \quad ; \quad \Delta M_f = M_f - M_l$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_l = \frac{M_l}{\beta_l \cdot d \cdot \sigma_{st}} \\ A'_f = \frac{\Delta M_f}{(d - c') \cdot \sigma_{st}} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_f = A_l + A'_f \\ A'_f \end{array} \right.$$

- Armatures en flexion composée :

$$\begin{cases} A = A_f + \frac{N_u}{\sigma_{st}} & (\text{N : effort normal de traction}) \\ A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} & (\text{N : effort normal de compression}) \\ A' = A'_f \end{cases}$$

2- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures, c'est-à-dire que :

$$e < \left( \frac{h}{2} - c' \right)$$

- N est un effort normal de traction ou de compression.

On vérifie l'inégalité suivante :

$$\left( 0,337 - 0,81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \geq N_u \cdot (d - c') - M_f \quad \text{--- (A)}$$

- **1<sup>er</sup> cas : la condition (A) est vérifiée.**

La section est partiellement comprimée, et les calculs sont effectués à partir du cas -1-.

- **2<sup>ème</sup> cas : la condition (A) n'est pas vérifiée.**

La section est entièrement comprimée (SEC). Le ferrailage est déterminé de la manière suivante :

On vérifie l'inégalité (B) :

$$(0,5 \cdot h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} \geq N_u (d - c') - M_f \quad \text{--- (B)}$$

Deux autres cas peuvent se distinguer :

**a- La condition (B) est vérifiée :** La section est simplement armée (SSA).

$$\psi = \frac{0,3571 + \frac{N_u \cdot (d - c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}} ; \quad \begin{cases} A'_1 = \frac{N_u - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{st}} \\ A'_2 = 0 \end{cases}$$

**b- La condition (B) n'est pas vérifiée :** La section est doublement armée (SDA).

$$A'_1 = \frac{M_f - (d - 0,5 \cdot h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \cdot \sigma_{st}}$$

$$A'_2 = \frac{N_u - (b \cdot h \cdot f_{bc})}{\sigma_{st}} - A_1$$

**3-** Le centre de pression se trouve à l'intérieure du segment limité par les armatures, c'est-à-dire que :  $e_u < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$  et N est un effort normal de traction.

Dans ce cas, la section est entièrement tendue.

$$a = \frac{h}{2} + e_u - c \quad ; \quad \begin{cases} A_1 = \frac{N_u \cdot a}{(d - c') \cdot \sigma_s} \\ A_2 = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_1 \end{cases}$$

### 3. Condition de non fragilité :

• Section entièrement tendue :

$$\begin{cases} A_{1.\min} = \frac{1,25 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot \left[ \frac{0,4 \cdot h - e_s}{h + 6 \cdot e_s} \right] \\ A_{2.\min} = \frac{1,25 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot \left[ \frac{0,4 \cdot h + e_s}{h + 6 \cdot e_s} \right] \end{cases}$$

- Section partiellement comprimée :

$$\begin{cases} A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot \left[ \frac{e_s + 0,455 \cdot d}{e_s + 0,185 \cdot d} \right] & (\text{N : traction}). \\ A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot \left[ \frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \right] & (\text{N : compression}). \end{cases}$$

**4. Vérification à l'état limite de stabilité de forme :**

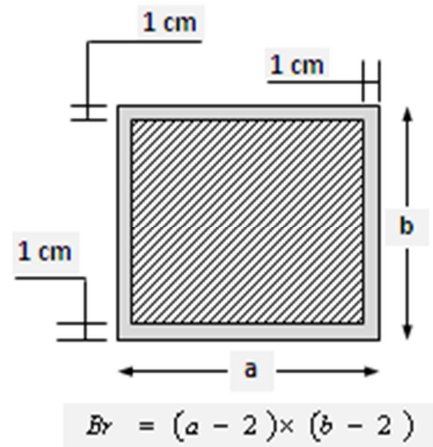
Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement ; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_u = \alpha \cdot \left( \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 9-Article B.8.4.1}$$

$B_r$  : Section réduite du béton, obtenue en déduisant 1cm aux dimensions réelles de la section sur sa périphérie.

$A_s$  : Section d'aciers comprimés prise en compte dans le calcul.

$\alpha$  : Coefficient réducteur en fonction de l'élanement  $\lambda$ .



$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ 0,6 \cdot \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad ; \quad l_f = 0,7 \cdot l_0 = 4,76m \quad : \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

### 5. Vérifications à l'ELS :

Dans le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier :

◆ **L'état limite d'ouverture des fissures** : pour notre bâtiment, aucune vérification n'est nécessaire car les fissurations sont peu nuisibles.

◆ **L'état limite de compression du béton** :

$M_{ser}$  : Moment fléchissant à l'état limite de service par rapport à la section du béton.

$N_{ser}$  : L'effort normal à l'état limite de service.

• **Section entièrement comprimée :**

La section est entièrement comprimée (SEC) si :  $e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} < \frac{h}{6}$

Section du poteau rendue homogène est :  $B_0 = b.h + 15.(A + A')$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{b.h^2}{2} + 15.(A.c' + A'.d) \right]$$

$$V_2 = h - V_1$$

$V_1$  : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

$V_2$  : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b}{3} . (V_1^3 - V_2^3) + 15. [A.(V_1 - c)^2 + A'.(V_2 - c')^2]$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\begin{cases} \sigma_b^1 = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_{ser}.V_1}{I_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \\ \sigma_b^2 = \frac{N_{ser}}{B_0} - \frac{M_{ser}.V_2}{I_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \end{cases}$$

Puisque  $\sigma_b^1 > \sigma_b^2$ , il nous suffit de vérifier que  $\sigma_b^1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$ .

➤ Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\begin{cases} \sigma_s^1 = 15 \left[ \frac{N}{B_0} + \frac{M_{ser} \cdot (V_1 - c)}{I_0} \right] \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \\ \sigma_s^1 = 15 \cdot \left[ \frac{N}{B_0} + \frac{M_{ser} \cdot (V_2 - c')}{I_0} \right] \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

• Section partiellement comprimée :

La section est partiellement comprimée (SPC) si :  $e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \geq \frac{h}{6}$

$$c_1 = \frac{h}{2} - e_s \quad p = -3 \cdot c_1^2 - \frac{90A'}{b} \cdot (c_1 - c') + \frac{90 \cdot A \cdot (d - c_1)}{b}$$

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

On détermine la valeur de  $y_2$  par la résolution de l'équation :

$$y_2^3 + p y_2 + q = 0$$

$$y_1 = y_2 + c_1$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s \cdot (y_1 - c')^2]$$

$c'$  : Enrobage.

$c_1$  : Distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimée ( $c_1 = d - e_s$ ).

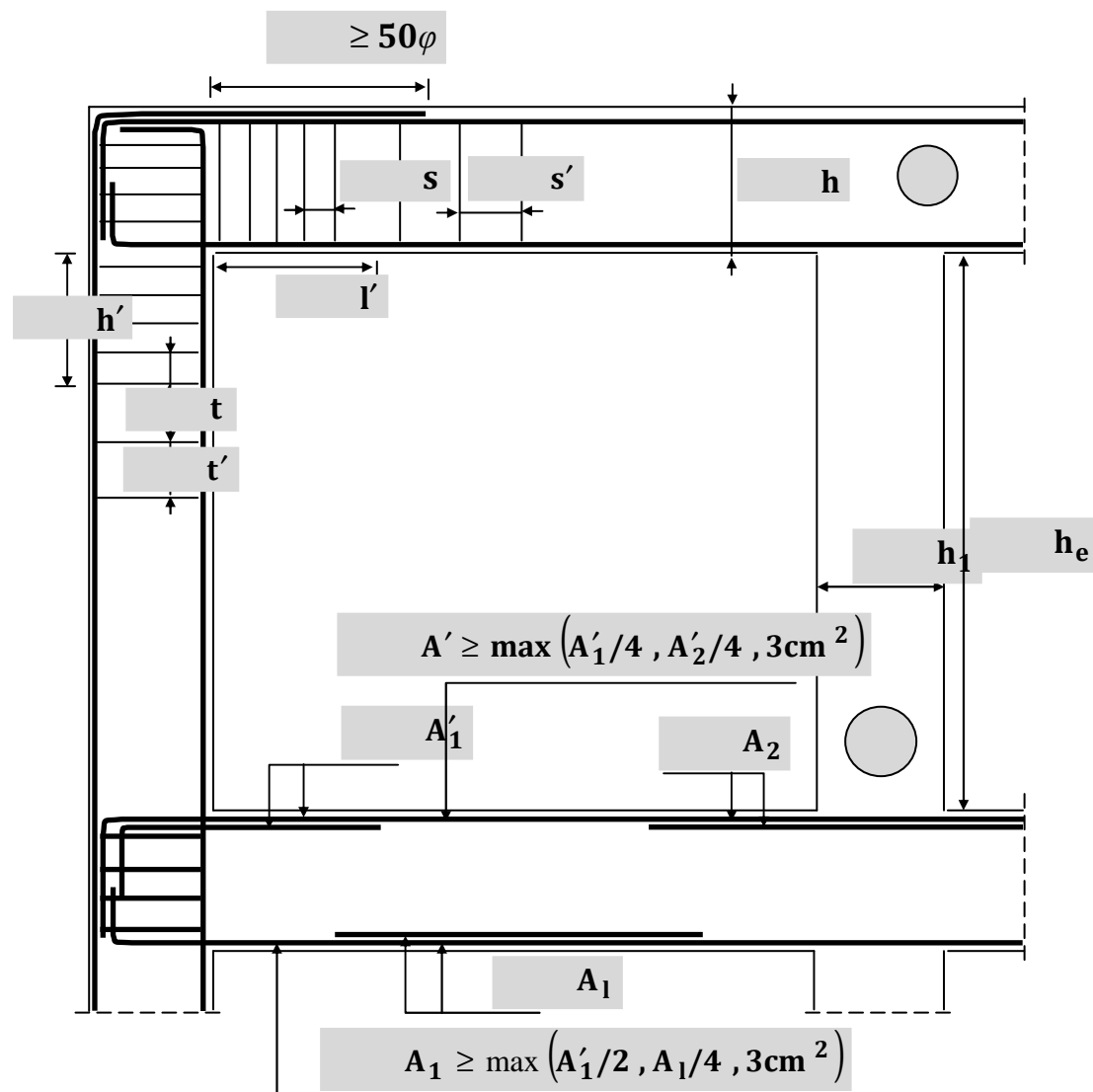
- La contrainte de compression du béton vaut :

$$K = \frac{N_s}{y_2} \quad ; \quad \sigma_{bc} = K \cdot y_1$$

- La contrainte dans les aciers tendus

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

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (y_1 - c')$$



Détail d'un cours d'armatures transversale de la zone nodale.

$$\begin{cases} t \leq \min(10\phi, 15\text{cm}) \\ t \leq 10\text{cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} s \leq \min(h/4, 12\phi_t, 30\text{cm}) \\ s' \leq h/2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} l' \leq 2h \\ h' \leq \max(h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm}) \end{cases}$$

$$\begin{cases} t' \leq 15\phi \\ t' \leq \min(b_1/2, h_1/2, 10\phi_1)h/2 \end{cases}$$



2U superposés  
(Avec alternance dans l'orientation)

Figure 2: Dispositions constructives des portiques.  
(RPA99/Article7.6)

Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Section b×h (Cm <sup>2</sup> )	Obs.	A <sub>s</sub> ' (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopt</sub> (Cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
SS RDC Etage1	N <sub>max</sub> =4172.3	M <sub>cor</sub> =29.8	70	SEC	0	0	0	44.1	50,27	12HA20+4HA20
	N <sub>min</sub> =5843.1	M <sub>cor</sub> =231.6		SEC	0	0				
	N <sub>cor</sub> =1586.5	M <sub>max</sub> =425.6		SEC	0	0				
Etage2	N <sub>max</sub> =2840.2	M <sub>cor</sub> =17.4	65	SEC	0	0	0	38.05	41,21	12HA20+8HA16
	N <sub>min</sub> =4308.9	M <sub>cor</sub> =84.7		SEC	0	0				
	N <sub>cor</sub> =1255.8	M <sub>max</sub> =229.9		SEC	0	0				
Etage 3,4, et5	N <sub>max</sub> =2172	M <sub>cor</sub> =12.8	60	SEC	0	0	2.05	32.4	37,70	12HA20
	N <sub>min</sub> =3485	M <sub>cor</sub> =62.3		SEC	0	0				
	N <sub>cor</sub> =898.8	M <sub>max</sub> =253.7		SPC	0	2.05				
Etage 6,7 et8	N <sub>max</sub> =981	M <sub>cor</sub> =15.3	55	SEC	0	0	15.07	27.22	28,65	4HA20+8HA16
	N <sub>min</sub> =1921.1	M <sub>cor</sub> =8.6		SEC	0	0				
	N <sub>cor</sub> =573.6	M <sub>max</sub> =268.5		SPC	0	15.07				
Etage 9,10 et 11	N <sub>max</sub> =322.8	M <sub>cor</sub> =11	50	SEC	0	0	11.68	22.5	28,65	4HA20+8HA16
	N <sub>min</sub> =1179	M <sub>cor</sub> =8.3		SPC	0	0				
	N <sub>cor</sub> =279	M <sub>max</sub> =260.6		SPC	0	11.68				
Etage 12 et 13	N <sub>max</sub> =109	M <sub>cor</sub> =0.4	45	SEC	0	0	17.26	18.22	28,65	4HA20+8HA16
	N <sub>min</sub> =473.7	M <sub>cor</sub> =7.1		SEC	0	0				
	N <sub>cor</sub> =95.7	M <sub>max</sub> =276.7		SPC	0	17.26				

Tableau 1 : Ferrailage des poteaux à l'ELU.

Poteaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	OBS	$\sigma_b^{sup}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Obs.
SS RDC Etage1	$N_{max}=-2987.67$	$M_{cor}=1.413$	50,27	SEC	6.09	15	vérifiée
	$N_{min}=-547.08$	$M_{cor}=-5.991$		SEC	1.57		vérifiée
	$N_{cor}=-773.4$	$M_{max}=-43.726$		SEC	1.58		vérifiée
Etage2	$N_{max}=-2177.32$	$M_{cor}=6.479$	41,21	SEC	5.15	15	vérifiée
	$N_{min}=-519.52$	$M_{cor}=3.096$		SEC	1.23		vérifiée
	$N_{cor}=-640.13$	$M_{max}=-28.163$		SEC	1.51		vérifiée
Etage 3,4, et5	$N_{max}=-1976.51$	$M_{cor}=6.265$	37,70	SEC	5.54	15	vérifiée
	$N_{min}=-346.05$	$M_{cor}=2.442$		SEC	1.03		vérifiée
	$N_{cor}=-1139.69$	$M_{max}=33.151$		SPC	3.25		vérifiée
Etage 6,7 et8	$N_{max}=-1402.73$	$M_{cor}=6.268$	28,65	SEC	4.63	15	vérifiée
	$N_{min}=-198.34$	$M_{cor}=1.795$		SEC	0.65		vérifiée
	$N_{cor}=-734.2$	$M_{max}=35.787$		SPC	3.69		vérifiée
Etage 9,10 et 11	$N_{max}=-861.2$	$M_{cor}=6.05$	28,65	SEC	3.44	15	vérifiée
	$N_{min}=-77.92$	$M_{cor}=1.312$		SPC	0.31		vérifiée
	$N_{cor}=-362.25$	$M_{max}=37.648$		SPC	1.45		vérifiée
Etage12 et 13	$N_{max}=-346.7$	$M_{cor}=5.19$	28,65	SEC	1.71	15	vérifiée
	$N_{min}=-9.14$	$M_{cor}=0.45$		SEC	0.045		vérifiée
	$N_{cor}=-114.44$	$M_{max}=-52.41$		SPC	2.56		vérifiée

Tableau 2 : Vérification de l'état limite de compression du béton à l'ELS

## 6. Les armatures transversales :

### ➤ Espacement des cadres:

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale :  $t \leq \min ( 10\phi , 15\text{cm} )$
- Dans la zone courante :  $\{t' \leq \min ( b_1/2 , h_1/2 , 10\phi_1 )h/2$

Où  $\phi$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de **10 cm** en zone nodale et **15 cm** en zone courante.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par  $\frac{A_t}{t.b}$  est donnée comme suit :

0,3 % si  $\lambda_g \geq 5$

0,8 % si  $\lambda_g \leq 3$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite

### ➤ Calcul de l'élancement :

L'élancement est donné par la relation :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

$h_0$  : longueur libre du poteau.

$h_0=373$  cm pour les poteaux du SS et RDC.

$h_0=271$  cm pour les poteaux des étages courants.

$$\text{Poteaux } (70 \times 70): \quad \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{70} \times 0.7 \times 373 = 14.13$$

$$\text{Poteaux } (65 \times 65): \quad \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{65} \times 0.7 \times 271 = 11.41$$

$$\text{Poteaux } (60 \times 60): \quad \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{60} \times 0.7 \times 271 = 12.36$$

$$\text{Poteaux (55}\times\text{55): } \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{55} \times 0.7 \times 271 = 13.49$$

$$\text{Poteaux (50}\times\text{50): } \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{50} \times 0.7 \times 271 = 14.84$$

$$\text{Poteaux (45}\times\text{45): } \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0.7 \times 271 = 16.48$$

On remarque que :  $\lambda_g > 5$  donc  $\rho_a = 2.5$

$$\frac{A}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \quad (\text{RPA 2003 Art 7.4.2.2})$$

$V_u$  : l'effort tranchant de calcul

$h$  : hauteur totale de la section brute

$\rho_a$  : 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'élanement 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.

Les résultats sont groupés dans le tableau suivant :

Niveau	Section	zone	St (cm)	$\lambda_g$	$At_{cgl}$ (cm <sup>2</sup> )	$At_{ado}$ (cm <sup>2</sup> )	acier
13-12	45 x 45	zc	15	16.48	2.025	3.02	6T8
		zn	10		1.35	3.02	6T8
11-10-9	50 x 50	zc	15	14.84	2.25	3.02	6T8
		zn	10		1.5	3.02	6T8
8-7-6	55 x 55	zc	15	13.49	2.475	4.71	6t10
		zn	10		1.65	4.71	6t10
5-4-3	60 x 60	zc	15	12.36	2.7	4.71	6t10
		zn	10		1.8	4.71	6t10
2	65 x 65	zc	15	11.41	2.925	4.71	6t10
		zn	10		1.95	4.71	6t10
1- S/sol	70 x 70	zc	15	14.13	3.15	4.71	6t10
		zn	10		2.1	4.71	6t10

➤ **Espacement des armatures :**

**En zone nodale :**

$S_t \leq 10 \text{ cm}$  donc on prend  $S_t = 10 \text{ cm}$

Selon le BAEL :

$$S_t \leq \min \begin{cases} 15\phi_l = 15.12 + 18\text{cm} \\ 40\text{cm} \\ a + 10 = 45 + 10 = 55\text{CM} \end{cases}$$

Selon RPA :

Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min (10 \phi_l, 15 \text{ cm} )$$

Donc :  $S_t \leq \min (10 \times 1,2 ; 15 \text{ cm} ) = 12$

On prend :  $S_t = 10 \text{ cm}$

**Dans la zone courante :**

$$S_t \leq 15 \phi_l$$

$$S_t \leq 15 \times 12 = 18 \text{ cm}$$

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

$$V_u = 23.97 \text{ KN} \Rightarrow A_t = \frac{2.5 \times 15 \times 23.97 \times 10^3}{45 \times 400 \times 10^2} = 0.49 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à l'effort tranchant :**

La contrainte de cisaillement de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

On prend l'effort tranchant max et on le généralise pour tous les poteaux.

$V_{\max} = 35.06 \text{ KN} \dots \dots \dots$  (ETABS)

Vérification de la contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{35,06.10^3}{450.(0,9.450)} = 0,192 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa} \geq 0,192 \text{ Mpa} .$$

Les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivants :

Niveau	Section	$V_{uA}$ (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
13-12	45 x 45	35.06	0,192	3,33	Satisfaite
11-10-9	50 x 50	26.69	0,118	3,33	Satisfaite
8-7-6	55 x 55	24.18	0,088	3,33	Satisfaite
5-4-3	60 x 60	23.33	0,072	3,33	Satisfaite
2	65 x 65	22.39	0,058	3,33	Satisfaite
1-RDC-S/sol	70 x 70	28.03	0,063	3,33	Satisfaite

• **Vérification au flambement :**

Nous effectuerons la vérification au flambement du poteau le plus sollicité.

$$N_{max} = 4080.11 \text{ KN}.$$

$$l_f = 0.7l_0 = 2.61 \text{ m} .$$

Soit:

$$\lambda = \frac{l_f}{i}, \text{ avec } : i = \sqrt{\frac{I}{B}}, \text{ avec } : \begin{cases} I = 0,02 \text{ m}^4 \\ B = 0,49 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$i = 0,202 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 12.92.$$

$$d'ou : 0 < \lambda < 50 \Rightarrow \Delta = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,83.$$

On doit vérifier que:

$$B_r \geq \frac{N_{max}}{\Delta \left( \frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right)} = 1997,2 \text{ cm}^2 .$$

Nous avons :

$$B_r = (70-2.5)^2 = 4590.06 \text{ cm}^2 \geq 1997,2 \text{ cm}^2. \quad \rightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

**VIII) Etude de l'infrastructure:****VIII) 1- Introduction :**

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol, leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage on distingue deux types de fondations :

**✓ Fondations superficielles :**

Elles sont utilisables pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers.

**✓ Fondations profondes :**

Elles sont utilisées pour les mauvais sols de faible capacité portante, la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : cas des semelles sur pieux ou puits.

**VIII) 2- Etude de sol:**

Une étude préalable du sol a donné la valeur **0,2 Mpa = 2bars** pour la contrainte admissible du sol ( $\sigma_{sol}$ ).

**VIII) 3- Choix de la fondation :**

- Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :
  - La résistance du sol.
  - Le tassement.
  - Le mode constructif.
  - Stabilité totale de l'ouvrage.
- Dans le cas de notre ouvrage, nous avons le choix entre les semelles filantes et le radier en fonction des résultats de dimensionnement, on adoptera le type de semelle convenable :
  - La surface des semelles filantes doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

➤ La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_s} \quad \text{On a : } (\overline{\sigma_{sol}} = 2\text{bars} = 200 \text{ KN/m}^2).$$

• Semelles filantes :

$$S = B \cdot L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

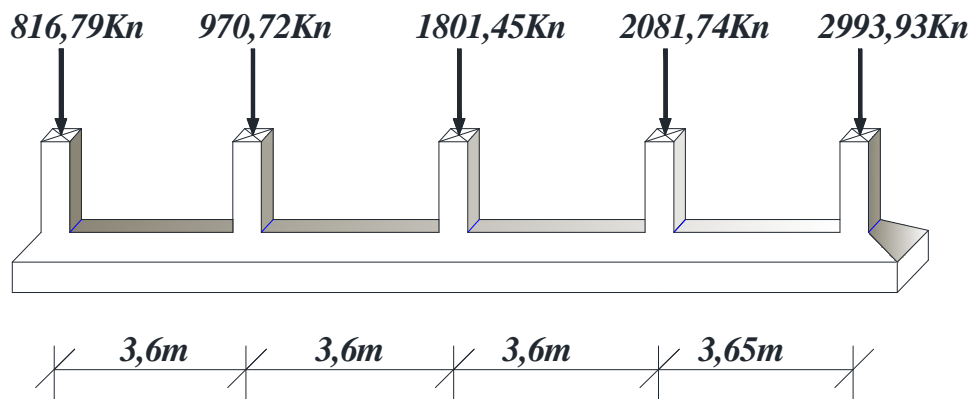
N : charge qui revient à la semelle.

S : section de la semelle.

✓ Semelle filante sous file des poteaux :

On choisit le potique le plus sollicité dans une direction et on vérifie que:

Portique 2-2: (ELS)



**Etape de calcul :**

a) Déterminer de la coordonnée de la résultante des forces : 
$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i}$$

b) Déterminer la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e < \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left( 1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

**Application :**

a) Déterminer la résultante des charges

Le calcul se fera pour le portique transversal.

<i>Poteau</i>	<i>N</i>	<i>ei</i>	<i>N.ei</i>	<i>M</i>
<b>A</b>	<b>816.79</b>	<b>-7.225</b>	<b>-5901.3</b>	<b>4.37</b>
<b>B</b>	<b>970.72</b>	<b>-3.625</b>	<b>-3518.86</b>	<b>3.46</b>
<b>C</b>	<b>1801.45</b>	<b>0.025</b>	<b>45.03</b>	<b>3.57</b>
<b>D</b>	<b>2081.74</b>	<b>3.575</b>	<b>7442.22</b>	<b>3.32</b>
<b>E</b>	<b>2993.93</b>	<b>7.225</b>	<b>21631.14</b>	<b>3.7</b>
<b>sommes</b>	<b>8664.9</b>		<b>19698.23</b>	<b>18.45</b>

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = 2,27m$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 2,27m < \frac{L}{6} = \frac{14,45}{6} = 2,41m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \times \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{2993,93}{14,45} \times \left( 1 - \frac{6 \times 2,27}{14,45} \right) = 11,90 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \times \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{2993,93}{14,45} \times \left( 1 + \frac{6 \times 2,27}{14,45} \right) = 402,48 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L} \times \left( 1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{2993,93}{14,45} \times \left( 1 + \frac{3 \times 2,27}{14,45} \right) = 304,83 \text{ KN/m}^2$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{304,83}{200} = 1,52 \text{ m}$$

On aura donc,  $S = 1,52 \times 14,45 = 21,96 \text{ m}^2$

✓ **Semelle filante sous voile :**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{\text{SOL}} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{\text{SOL}} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{\text{SOL}} \cdot L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$\sigma_{\text{SOL}}$  : Contrainte admissible du sol.

G et Q : Charge et surcharge permanente revenant au voile considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

<i>voile</i>	<i>N<sub>s</sub>(KN)</i>	<i>L(m)</i>	<i>B(m)</i>	<i>S(m<sup>2</sup>)</i>
<b>VL1</b>	<b>-2011,30</b>	<b>3,56</b>	<b>2,82</b>	<b>10,05</b>
<b>VL2</b>	<b>-2095,75</b>	<b>5,00</b>	<b>2,09</b>	<b>10,47</b>
<b>VL3</b>	<b>-939,27</b>	<b>2,63</b>	<b>1,78</b>	<b>4,69</b>
<b>VL4</b>	<b>-1538,33</b>	<b>1,96</b>	<b>3,92</b>	<b>7,69</b>
<b>VL5</b>	<b>-916,01</b>	<b>2,58</b>	<b>1,77</b>	<b>4,58</b>
<b>VL6</b>	<b>-1001,63</b>	<b>2,63</b>	<b>1,90</b>	<b>5,008</b>
<b>VL7</b>	<b>-1911,74</b>	<b>5,00</b>	<b>1,91</b>	<b>9,56</b>
<b>VL8</b>	<b>-1600,35</b>	<b>3,00</b>	<b>2,66</b>	<b>8</b>
				<b>60,04</b>

Tableau 2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

<i>voile</i>	<i>N<sub>s</sub>(KN)</i>	<i>L(m)</i>	<i>B(m)</i>	<i>S(m<sup>2</sup>)</i>
<b>VT1</b>	<b>-2013,43</b>	<b>3,60</b>	<b>2,79</b>	<b>10,06</b>
<b>VT2</b>	<b>-2110,17</b>	<b>3,65</b>	<b>2,89</b>	<b>10,55</b>
<b>VT3</b>	<b>-3269,27</b>	<b>3,60</b>	<b>4,54</b>	<b>16,34</b>
<b>VT4</b>	<b>-804,20</b>	<b>1,08</b>	<b>3,72</b>	<b>4,02</b>
<b>VT5</b>	<b>-1800,96</b>	<b>3,60</b>	<b>2,5</b>	<b>9,00</b>
<b>VT6</b>	<b>-456,65</b>	<b>1,08</b>	<b>2,11</b>	<b>2,28</b>
<b>VT7</b>	<b>-2151,05</b>	<b>3,60</b>	<b>2,97</b>	<b>10,75</b>
<b>VT8</b>	<b>-3109</b>	<b>3,60</b>	<b>4,32</b>	<b>15,54</b>
<b>VT9</b>	<b>-1515,6</b>	<b>3,60</b>	<b>2,102</b>	<b>7,57</b>
<b>VT10</b>	<b>-1626</b>	<b>3,65</b>	<b>2,22</b>	<b>8,13</b>
				<b>94,24</b>

$$\checkmark S = \sum S_i = 154,28 \text{ m}^2$$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :  $S_t = S \times n + S_v$

$$S_t = 21,96 \times 6 + 154,28 = 286,04 \text{ m}^2$$

Avec :

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

*Remarque :*

Etant donné que les résultats obtenus des semelles de largeur importante, impliquant directement le chevauchement entre elles, et qu'elles occupent plus de la moitié de l'assise.

- La surface totale du bâtiment est :  $328,94 \text{ m}^2$

- La surface totale des semelles filantes :  $S_t = 286,04 \text{ m}^2$

$$S_t > 50 \% S_{\text{bat}}$$

**Remarque :**

Cette section est grande, Par ailleurs, on constate qu'il y a chevauchement entre certaines semelles.

**Donc:**

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{286,04}{328,94} = 0,86 > 0,50.$$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui nous amène à envisager un radier général nervuré comme fondation, ce type de fondation, présente plusieurs avantages qui sont :

- Augmentation de la surface de la semelle, minimisation de la forte pression apportée par la structure.
- Réduction des tassements différentiels.
- Elimination des irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- Facilité l'exécution.

**VIII) 5- Etude du radier général nervuré :**

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

**A- Pré dimensionnement :****◆ L'épaisseur du radier:**

Un radier est une semelle qui couvre une aire entière sous une superstructure dont les murs et piliers prennent appuis sur lui. L'épaisseur du radier (h) doit satisfaire les conditions suivantes :

**1- Condition forfaitaire :** (Ouvrage en béton armé, M. Belazougui)

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{554}{8} \leq h \leq \frac{554}{5} \Rightarrow 69,25 \text{ cm} \leq h \leq 110,8 \text{ cm}$$

**2- Condition de longueur élastique :**

$$L_e = [4EI / K.b]^{1/4} \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

- $L_{\max}$  : plus grande distance entre deux files successifs :  $L_{\max} = 5,54 \text{ m}$ .
- $L_e$  : longueur élastique
- $E$  : module d'élasticité.
- $I$  : inertie d'une bande d'1 m de radier.
- $K$  : coefficient de raideur du sol.
- $b$  : largeur du radier (bande de 1m).

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}} \quad , \quad I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48.K.L_{\max}^4}{E.\pi^4}}$$

**On a:**

$L_{\max} = 5,54 \text{ m}$ ,  $E = 10818,86 \text{ MN/m}^2$ ,  $K = 40 \text{ MN/m}^3$  pour un sol moyen

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times (5,54)^4}{32164,19 \cdot \pi^4}} = 0,83 \text{ m}$$

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante. Epaisseur minimale :  $h_{\min} = 25 \text{ cm}$ .

**Dalle :**  $h_t \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{5,54}{20} = 27,70 \text{ cm}$ . avec un minimum de 25cm

$L_{\max}$  : longueur entre nus des nervures

Poutre :  $h_p \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{5,54}{10} = 55,40 \text{ cm}$ .

On adopte pour un radier nervuré de dimension : Pour la dalle :  $h_d = 40 \text{ cm}$ .

Pour les nervures :  $h_n = 96 \text{ cm}$ .

#### ◆ Surface minimale du radier:

Pour la détermination de la surface du radier il faut vérifier la condition suivante:

##### 1-Calcul des charges nécessaires au radier :

**Combinaison d'actions :**

✓ **A l'ELU :**  $N_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 109930,88 \text{ KN}$

✓ **A l'ELS :**  $N_s = G + Q = 80324,17 \text{ KN}$

##### 2-Détermination de la surface du radier :

La surface du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

✓ **A l'ELU :**  $S_{rad}^{ELU} \geq \frac{N_u}{2 \times \sigma_{sol}} = \frac{109930,88}{2 \times 200} = 274,82 \text{ m}^2$

✓ **A l'ELS :**  $S_{rad}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{80324,17}{200} = 401,62 \text{ m}^2$

D'où :  $S_{bat} = 328,94 \text{ m}^2 > S_{rad} = \max(274,82, 401,62) \text{ m}^2$

La surface totale de l'immeuble est ( $S = 328,94 \text{ m}^2$ ), par conséquent inférieure à la surface nécessaire au radier. A cet effet, nous avons prévu un débord (D) minimum pour le bâtiment.

### 3- Calcul de débordement (D):

$$D \geq \max \left\{ \frac{h}{2}, 30 \text{ cm} \right\} = 48 \text{ cm}$$

On prend: **D = 150 cm.**

Alors l'emprise total du bâtiment:  $S' = S + D \cdot 85,94 = 328,94 + 1 \times 85,94$

$$\text{D'ou } S' = 457,85 \text{ m}^2$$

### 4- Vérification du radier :

#### ➤ Vérification au poinçonnement:

Sous l'action des forces localisées. Il y a lieu de vérifier la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant.

Cette vérification s'effectue comme suite :

$$N_u \leq \frac{0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

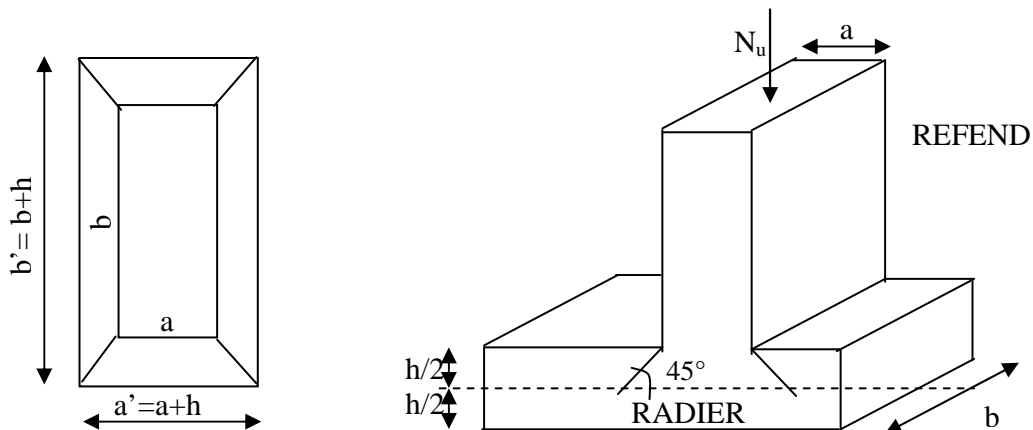
Avec :

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

$\mu_c$  : Périmètre du 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).



Périmètre utile des voiles et des poteaux

#### • Sous poteau :

$N_u$  : la charge de calcul vis à vis de l'état limite ultime du poteau le plus sollicité

On a:  $N_{uA} = 4119,98 \text{ KN}$

$\mu_c$  : périmètre du contour cisailé

$$\mu_c = 4(a + h) = 4 ( 0,7 + 0,96 ) = 6,64 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow N_u \leq \frac{0,045 \cdot 6,64 \cdot 0,96 \cdot 25 \cdot 10^3}{1,5} = 4780,8 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N_u = 4353,37 \text{ KN} \leq 4780,8 \text{ KN} \Rightarrow \text{CV}$$

• **Sous voile :**

On fait cette vérification dans l'élément le plus sollicité soit le voile  $V_{13}$  ( $L=3,6$ )

- $\mu_c$  : périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen du radier.
- $N_u$ : la charge de calcul vis à vis de l'état limite.
- $\mu_c = 2 \cdot (e + b + 2 \cdot h_{\text{radier}}) = 2 \cdot (0,25 + 1 + 2 \cdot 0,96) = 6,34 \text{ m}$
- $N_{uA} = 1883,67 \text{ KN}$

$$0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = \frac{0,045 \cdot 6,34 \cdot 0,96 \cdot 25 \cdot 10^3}{1,5} = 4564,8 \text{ KN}$$

$$N_u = 1883,67 \text{ KN} < 4564,8 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition Verifier.}$$

**Remarque :**

Le poids propre du radier est calculé comme suit :

$G_{\text{rad}}$  = poids de la dalle + poids de la nervure + poids du remblais + poids de la dalle

flottante + poids de débord.

**Poids de la dalle :**  $25 \times 457,85 \times 0,4 = 4578,5 \text{ KN.}$

**Poids de remblais :**  $16 \times 0,56 \times (457,85 - 0,7 \times 14, 45 \times 6) = 3713,92 \text{ KN.}$

**Poids de la dalle flottante :**  $25 \times 0,12 \times (457,85 - 0,7 \times 14, 45 \times 6) = 447,15 \text{ KN.}$

**Poids des nervures :**  $25 \times 0,7 \times 0,96 \times 14, 45 \times 6 = 1040,4 \text{ KN.}$

**Poids de débord :**  $25 \times 0,4 \times 128,91 = 1289,1 \text{ KN.}$

$G_{\text{rad}} = 11069,07 \text{ KN.}$

$$\bullet \text{ELU: } N_{u \text{ total}} = N_u + 1.35G_{\text{rad}} = 124874,12 \text{ KN}$$

$$\bullet \text{ELS : } N_{s \text{ total}} = N_s + G_{\text{rad}} = 91393,24 \text{ KN}$$

➤ **Condition de résistance au cisaillement :**

D'après le règlement CBA93 (Art. A.5.2.2) il faut vérifier la condition suivante :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\}$$

Avec :

$$b = 1 \text{m}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,4 = 0,36 \text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{124874,12 \times 1}{457,95} \times \frac{5,54}{2} = 755,32 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{755,32}{1 \times 0,36} = 2098,11 \text{ kN} / \text{m}^2 = 2,09 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  Condition vérifiée

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 155680,96 \text{ KN} \\ S_{\text{rad}} = 457,85 \text{ m}^2 \\ L_{\max} = 5,54 \text{ m} \\ \gamma_b = 1,5 \\ f_{c_j} = 25 \text{ MPa} \\ b = 1 \text{m}, \quad d = 0,9 \cdot 0,4 = 0,36 \text{m} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_u = 2,09 \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

**Calcul du centre de gravite du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

$S_i$  : Aire du panneau considéré ;

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

$X_G = 8,325\text{m}$  et  $Y_G = 13,75\text{ m}$

**Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = 28855,66 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} = 10577,77 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) dû aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base du bâtiment ;

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \cdot \sigma_{SOL}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

Avec :

$$\sigma_1, \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

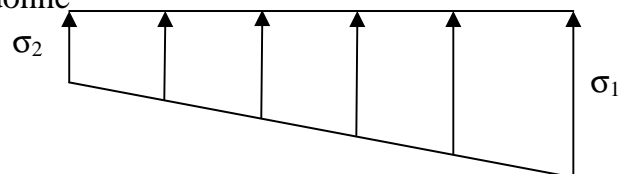


Figure VIII.1 Diagramme des contraintes

**-Sens longitudinal :**

**A l'ELU:**

$$M_x = 30212,01 + 7545,09 \times 0,4 = 33230,04 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{124874,12}{457,85} + \frac{33230,04}{10577,77} \times 8,3 = 298,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{124874,12}{457,85} - \frac{33230,04}{10577,77} \times 8,3 = 246,67 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 298,8 + 246,67}{4} = 285,76 \text{ kN/m}^2 ; 2\sigma_{sol} = 2 \times 200 = 400 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 2 \cdot \sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**A l'ELS**

$$M_x = 33230,04 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{91393,24}{457,85} + \frac{33230,04}{10577,77} \times 8,325 = 205,6 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{91393,24}{457,85} - \frac{33230,04}{10577,77} \times 8,325 = 153,14 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 205,6 + 153,14}{4} = 194,8 \text{ kN/m}^2 ; \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Sens transversal :**

**A l'ELU:**

$$M_y = 86607,56 + 7545,09 \times 0,4 = 89625,59 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{xx}} \cdot V = \frac{124874,12}{457,85} + \frac{89625,59}{28855,66} \times 13,75 = 315,44 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{xx}} \cdot V = \frac{124874,12}{457,85} - \frac{89625,59}{28855,66} \times 13,75 = 230,04 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 315,44 + 230,04}{4} = 294,09 \text{ kN/m}^2 ; 2\sigma_{SOL} = 2 \times 200 = 400 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 2 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**A l'ELS :**

$$M_y = 89625,59 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{xx}} \cdot V = \frac{91015,13}{457,85} + \frac{89625,59}{28855,66} \times 13,75 = 214,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{xx}} \cdot V = \frac{91015,13}{457,85} - \frac{89625,59}{28855,66} \times 13,75 = 156 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 214,4 + 156}{4} = 191,86 \text{ kN/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### VIII- 5- Ferrailage du radier :

Le radier est calculé comme étant un plancher renversé appuyé sur des poutres et soumis à la réaction du sol, il est décomposé en panneaux de dalle simplement appuyé sur le contour.

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le CBA 93

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé Émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires  $\mu_x$ ,  $\mu_y$  qui dépend du rapport

$$(\rho = L_x / L_y) \text{ et du coefficient de POISSON } (\nu). \text{ Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ avec : } L_x < L_y$$

**1- Etape de calcul :****Etape N° 1 : On distingue deux cas :**

- 1<sup>ère</sup> cas:  $0 \leq \rho \leq 0.4$

Panneau très allongé :  $M_{ox} = \frac{q \cdot L_x^2}{8} \dots \text{et} \dots M_{oy} = 0$

- 2<sup>ème</sup> cas :  $0.4 \leq \rho \leq 1$

Panneau peu allongé :  $M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L^2 \dots \text{et} \dots M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$ .

**Etape N°2 : prise en compte de la continuité :**

Les moments sur appuis et en travée sont choisis tout en respectant les conditions d'encastrement.

- Pour les panneaux de rive :

Moment sur appuis :  $M_a = 0,3 M_0$

Moment en travée :  $M_t = 0,85 M_0$

- Pour les panneaux intermédiaires :

Moment sur appuis :  $M_a = 0,5 M_0$

Moment en travée :  $M_t = 0,75 M_0$

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante:

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0 \quad (\text{D'après le BAEL 91}).$$

**2- Ferrailage longitudinal :**

Le ferrailage est déterminé par le calcul de section rectangulaire en flexion simple Pour le panneau le plus sollicité.

## ◆ Section minimale:

➤ **Sens xx :**

$$A_{y\min} = \begin{cases} 6 h_0 : \text{feE500.} \\ 8 h_0 : \text{feE400.} \\ 12 h_0 \text{ (autres cas)} \end{cases} \quad (\text{en e xprimant } h_0 \text{ en mètre}).$$

➤ **Sens yy :**

$$A_{\min} = \frac{3-\rho}{2} \cdot A_{y\min} = \frac{3-0,60}{2} \cdot 3,2 = 3,84 \text{ cm}^2.$$

### 3- Ferrailage transversal:

Les armatures transversales ne sont pas à prévoir si les deux conditions suivantes sont remplies :

- La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans toute son épaisseur.

$$V_u \leq 0.05 f_{c28}. \quad (\text{CBA B 6.7.2})$$

**Avec:**

V<sub>u</sub>: effort tranchant maximum à l'ELU.

### 4- Calcul des moments:

➤ **ELU :**  $q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 297,09 - \frac{11069,07}{457,87} = 272,91 \text{ kN} / \text{m}^2$

panneaux	L <sub>x</sub> (m)	L <sub>y</sub> (m)	ρ	μ <sub>x</sub>	μ <sub>y</sub>	M <sub>ox</sub> (KN. m)	M <sub>oy</sub> (KN. m)
P	3,35	5,24	0,64	0,0759	0,356	232,46	82,75

➤ **ELS :**  $q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 191,86 - \frac{11069,07}{457,87} = 167,68 \text{ kN} / \text{m}^2$

panneaux	L <sub>x</sub> (m)	L <sub>y</sub> (m)	ρ	μ <sub>x</sub>	μ <sub>y</sub>	M <sub>ox</sub> (KN. m)	M <sub>oy</sub> (KN. m)
P	3,35	5,24	0,64	0,0813	0,519	182,11	94,51

**Calcul à l'ELU :**

1) Ferrailage du panneau dans le sens x-x :

**Moments aux appuis :**

$$M_{ua} = (0,3) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (0,3) \times 232,46$$

$$M_{ua} = 69,74 \text{ kN.m}$$

**Moments en travée :**

$$M_{ut} = (0,85) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,85) \times 232,46$$

$$M_{ut} = 197,59 \text{ KN.m}$$

**Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{69,74 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14,2} = 0,034 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,034 \rightarrow \beta_u = 0,983$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{69,74 \times 10^3}{0,983 \times 38 \times 348} = 5,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 5,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 5HA14 / ml = 7,70 cm<sup>2</sup> / ml avec un espacement de 20 cm

**En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{197,59 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14,2} = 0,096 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,096 \rightarrow \beta_u = 0,949$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{197,59 \times 10^3}{0,949 \times 38 \times 348} = 15,74 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 15,74 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 6HA 20 / ml = 18,85 cm<sup>2</sup> / ml avec un espacement de 17 cm

**2) Ferrailage du panneau (1) dans le sens y-y :****Moments aux appuis :**

$$M_{ua} = (0,3) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (0,3) \times 82,75$$

$$M_{ua} = 24,825 \text{ kN.m}$$

**Moments en travée**

$$M_{ut} = (0,85) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,85) \times 82,75$$

$$M_{ut} = 70,34 \text{ kNm}$$

- Aux appuis**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{24,83 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14,2} = 0,012 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,012 \rightarrow \beta_u = 0,994$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{24,83 \times 10^3}{0,994 \times 38 \times 348} = 1,88 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 1,88 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit :  $5 \text{ HA}12 / \text{ml} = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  avec un espacement de 20 cm

- **En travée**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{70,34 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14,2} = 0,034 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,034 \rightarrow \beta_u = 0,983$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{70,34 \times 10^3}{0,983 \times 38 \times 348} = 5,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ut} = 5,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit :  $5 \text{ HA}14 / \text{ml} = 7,70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  avec un espacement de 20 cm

✓ à l'ELU :

Panneau	Sens xx		Sens yy	
	en travée	en appui	en travée	en appui
<b>Mu (KN.ml)</b>	197,59	69,74	70,34	24,83
<b>As' (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	0.00	0.00	0.00	0.00
<b>As (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	15,74	5,36	5,41	1,88
<b>As<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	3,20	3,20	3,84	3,84
<b>choix des barres/ml</b>	6 HA 20	6 HA 14	6 HA 14	6 HA 12
<b>As<sub>corr</sub> (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	18,85	9,23	9,23	6,78
<b>Espacement (cm)</b>	17	17	17	17

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - L_x / L_y}{2}$$

Avec  $\delta_0 = 0,0008$  pour HA FeE400

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3 - \frac{3,35}{5,24}}{2} = 3,77 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Aux appuis :**  $A_{ua}^x = 7,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,77 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$   
 $A_{ua}^y = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,77 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

**En travée :**  $A_{ua}^x = 18,85 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,77 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$   
 $A_{ua}^y = 7,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,77 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

### Calcul à l'ELS :

#### Sens xx :

##### Moments aux appuis

$$M_{sa} = 0,3 \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = 0,3 \times 182,11$$

$$M_{sa} = 54,633 \text{ kN.m}$$

##### Moments en travée

$$M_{st} = 0,85 \cdot M_{s \max}$$

$$M_{st} = 0,85 \times 182,11$$

$$M_{st} = 154,79 \text{ kN.m}$$

#### Sens yy :

##### Moments aux appuis

$$M_{sa} = 0,3 \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = 0,3 \times 94,51$$

$$M_{sa} = 28,36 \text{ kN.m}$$

##### Moments en travée

$$M_{st} = 0,85 \cdot M_{s \max}$$

$$M_{st} = 0,85 \times 94,51$$

$$M_{st} = 80,35 \text{ kN.m}$$

### ➤ 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 x-x :

##### Aux appuis :

$$\gamma = \frac{69,74}{54,64} = 1,28 \quad \text{et } \mu = 0,034 \rightarrow \alpha = 0,0432$$

$$\alpha = 0,0432 < \frac{1,28 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,39$$

**En travée :**

$$\gamma = \frac{197,59}{154,79} = 1,27 \quad \text{et } \mu = 0,096 \rightarrow \alpha = 0,1264$$

$$\alpha = 0,1264 < \frac{1,27-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,385$$

**Sens y-y :**

**Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{24,82}{28,36} = 0,87 \quad \text{et } \mu = 0,012 \rightarrow \alpha = 0,0151$$

$$\alpha = 0,0151 < \frac{0,87-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,185$$

**En travée :**

$$\gamma = \frac{70,34}{80,35} = 0,87 \quad \text{et } \mu = 0,034 \rightarrow \alpha = 0,0432$$

$$\alpha = 0,0432 < \frac{0,87-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,185$$

Les contraintes suivant (x) sont plus défavorables, donc les contraintes suivant (y-y) sont vérifiées.

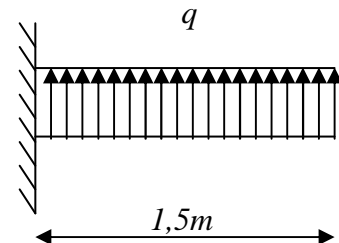
## 6- Ferrailage de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur  $L=1,50$  m, le calcul du ferrailage se fera pour une bande de largeur égale à 1 m, le ferrailage sera fait en flexion simple et en fissuration préjudiciable.

$$(h=0,4 \text{ m}, b=1 \text{ m}, d=0,9 \cdot h=36 \text{ cm})$$

$$\text{➤ L'ELU: } M_{u_{\max}} = \frac{q_u \cdot l^2}{2} = \frac{272,91 \cdot 1,5^2}{2} = 307,03 \text{ KN.m.}$$

$$\text{➤ L'ELS: } M_{s_{\max}} = \frac{q_{ser} \cdot l^2}{2} = \frac{167,68 \cdot 1,5^2}{2} = 188,64 \text{ KN.m.}$$



## 2-Calcul des armatures :

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 36 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{307,03 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,20} = 0,16 < \mu_l = 0,392$$

$$\mu_u = 0,16 \rightarrow \beta_u = 0,912$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{307,03 \times 10^3}{0,912 \times 36 \times 348} = 26,87 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u = 26,87 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

◆ **Vérification à l'ELU**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 36 \times 2,1}{400} = 4,35 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 26,87 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 4,35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } 6 \text{ HA}20+4\text{HA}16= 26,89 \text{ cm}^2$$

**Calcul de l'espacement :**

$$S_t = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm}$$

**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{26,89}{4} = 6,72 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } 5 \text{ HA } 14 / \text{ml}$$

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

◆ **Vérification à l'ELS :**  $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{307,03}{188,64} = 1,62$

$$\alpha = 0,2193 < \frac{1,62-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,56$$

$\Rightarrow$  il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS

<b>Mser (KN.m)</b>	<b>A<sub>s</sub> cal (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Choix des barres</b>	<b>A<sub>s</sub> adopté (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>
221,60	26,87	4,35	6HA20+4HA16	28,08	10

**NB :**

On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

**7- ferrailage des poutres (nervures) :**

Ce sont des poutres disposées le long du radier, elles servent à reprendre les moments dus à la différence des intensités des charges, les dimensions de ces poutres sont :

$$\begin{cases} h_t = 96 \text{ cm.} \\ b_0 = 70 \text{ cm.} \end{cases}$$

**Tel que:**  $b_0$  : la largeur du poteau le plus large est de 70cm.

Pour calculer ces poutres on va choisir le file le plus sollicité dans les deux sens ainsi pour déterminer les sollicitations, on utilise la méthode des lignes de rupture.

**A- Predimensionnement des nervures :**

La largeur de la table de compression sera calculée à l'aide de la formule suivante :

$$b = b_0 + 2.b_1 \Rightarrow b_1 \leq \min \left\{ \frac{L}{10}, \frac{L_t}{2} \right\}$$

**Avec :**

$L$  : portée de la travée qui est égale a 5,54m.

$L_t$  : distance entre nus des nervures qui égale a  $(5,54-0,7)=4,84$ m.

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L}{10}, \frac{L_t}{2} \right\} = \left\{ \frac{5,54}{10}, \frac{4,84}{2} \right\} = \{55,4, 242\} = 55 \text{ cm.} \quad \Rightarrow b_1 = 50 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow b = 0,7 + 2.0,5 = 1,70 \text{ m.}$$

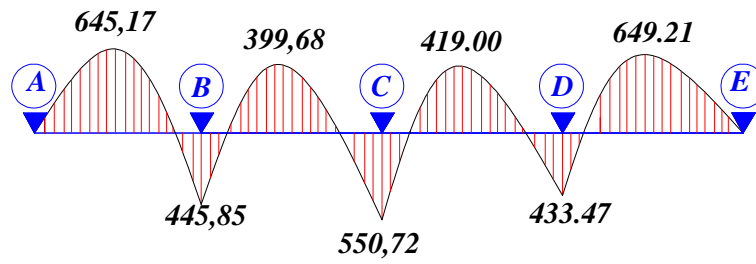
**1) Détermination des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ; ETABS (structure analyse programme).

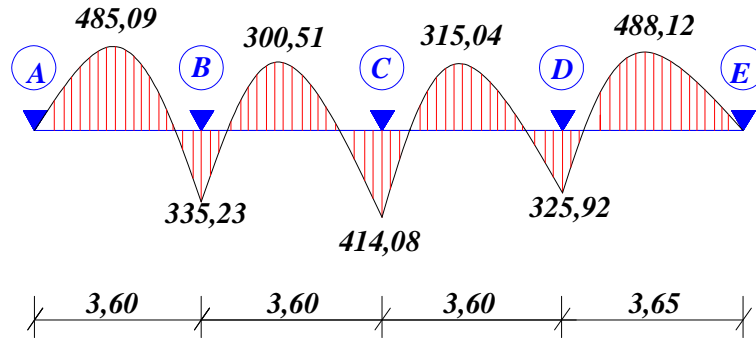
On trouve les moments fléchissant qui sont présentes dans les diagrammes suivants :

sens xx :

ELU :

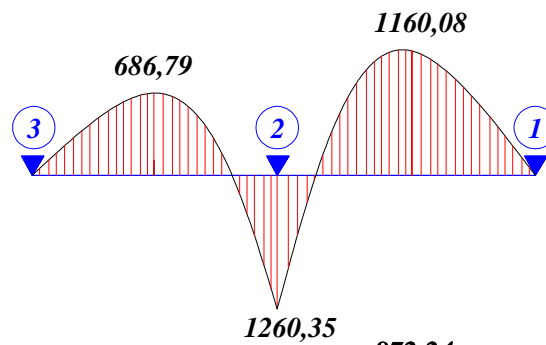


ELS :

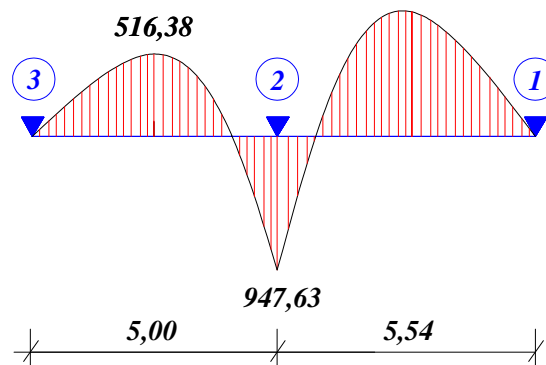


sens yy :

ELU :



ELS :



Diagrammes des moments fléchissant a l'ELU et l'ELS.

**-Ferrailage :**

Le ferrailage se fera avec les moments Max, aux appuis et en travée.

$$M_t^{\max} = 649,21 \text{ kN.m} \quad M_a^{\max} = 550,72 \text{ kN.m}$$

$$b = 70 \text{ cm} ; \quad d = 94 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14.20 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

**Armatures longitudinal:****Aux appuis:**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{550,72 \times 10^3}{70 \times 94^2 \times 14,2} = 0,087 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,087 \rightarrow \beta_u = 0,954$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{550,72 \times 10^3}{0,954 \times 94 \times 348} = 17,68 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 17,68 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit: } 4HA20 + 4HA16 = 20,6 \text{ cm}^2$$

**En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{649,21 \times 10^3}{70 \times 94^2 \times 14,2} = 0,103 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,103 \rightarrow \beta_u = 0,945$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{649,21 \times 10^3}{0,945 \times 94 \times 348} = 21,001 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ut} = 21 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit: } 8HA20 = 25,13 \text{ cm}^2$$

**Armatures transversales :****Aux appuis:**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1260,35 \times 10^3}{70 \times 94^2 \times 14,2} = 0,14 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,14 \rightarrow \beta_u = 0,924$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1260,35 \times 10^3}{0,924 \times 94 \times 348} = 41,6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 41,6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit: } 4HA25 + 8HA20 = 44,77 \text{ cm}^2$$

**En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1160,08 \times 10^3}{70 \times 94^2 \times 14,2} = 0,13 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,13 \rightarrow \beta_u = 0,924$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1160,08 \times 10^3}{0,924 \times 94 \times 348} = 38,3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ut} = 38,3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit: } 8HA25 = 39,25 \text{ cm}^2$$

○ **Armatures transversales :**

$$\phi_t = \frac{\phi_L}{3} = \frac{\phi_{20}}{3} = 6,66 \text{ mm} . \quad \text{On choisit deux cadres de } \mathbf{\phi 10}$$

**-Armatures transversales minimales :**

✓ Zone nodale

$$A_{\min} = 0,003 S_t b = 3,15 \text{ cm}^2$$

✓ Zone courante:

$$A_{\min} = 0,003 S_t b = 4,2 \text{ cm}^2$$

**Espacement des barres :**

➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{ 24 ; 30 \} = 24 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} ;$$

➤ **En zone courante :**

$$S_t < \frac{h}{2} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}.$$

**Vérification :****❖ A l'ELU :****○ Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 7,94 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 18,85 > A_{\min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$A_t = 22,24 > A_{\min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

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

	$T_u^{\max}$	b (m)	h (cm)	d (cm)	$\tau_u$ (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Obs.
Sens xx	664,48	1,70	96	86,4	0,45	2,5	vérifiée
Sens yy	886	1,70	96	86,4	0,60	2,5	vérifiée

**❖ A l'ELS :****Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{550,72}{414,08} = 1,32$$

$$\alpha = 0,115 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,41 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**En travées :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{649,21}{488,12} = 1,33$$

$$\alpha = 0,115 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La condition  $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$  est vérifiée alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

# **Conclusion générale**

L'étude que nous avons menée à travers ce projet nous a été d'un grand bénéfice dans le sens où elle nous a permis de mettre en application tous les acquis théoriques que nous avons assimilés au cours de notre formation, d'apprendre diverses techniques de calcul et concepts concernant les règlements régissant ce domaine et surtout de prendre conscience de la responsabilité qui pèse lors de l'élaboration de tels projets.

Toutefois, les difficultés que nous avons pu déceler concernant notamment l'interaction portiques-voiles, l'analyse modale, le choix du ferrailage optimum et le type de contreventement nous ont permis d'apprécier et ainsi de proposer des solutions adéquates tout en respectant les conditions de stabilité de résistance et d'économie.

Et pour finir, on espère que ce modeste travail contribuera pour mener à bien la réalisation de ce projet et qu'il servira de recueil d'informations pour les générations avenir.

# Bibliographie

- ✚ *M Belazougui : ‘Calcul des ouvrages en béton armé’*
- ✚ *Henry Thonier:’ Conception et calcul des structures de bâtiment’*
- ✚ *Marius Divers : ‘Calcul des tours en béton armée ‘*
- ✚ *Document technique réglementaire (D.T.R BC2.2), Charges permanentes et surcharges d’exploitation*
- ✚ *Cours de béton armé (BAEL91 et DTU associer).*
- ✚ *Règles BAEL91 modifié 99*
- ✚ *Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 99 modifié 2003).*
- ✚ *Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé*