

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
L.T.E DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



# Memoire de fin d'études



EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME  
DE MASTER PROFESSIONNEL  
OPTION : CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIELLE.

## Thème

Etude d'un bâtiment (R+7 + sous sol) à usage  
d'hôtel - contreventement mixte  
(Application ROBOT 2010)



**ETUDIE PAR :**

M<sup>elle</sup> BADJA KAMILIA  
M<sup>elle</sup> BOUARAB THINHINANE

**DIRIGE PAR:**

M<sup>r</sup> SAAD. M.

**Promotion 2016/2017**

# REMERCIEMENTS

Nous tenons à adresser nos sincères remerciements à notre promoteur **Mr SAAD Mohammed**, pour sa disponibilité permanente, ses orientations et son soutien durant toute la période de réalisation de ce travail.

Nos sincères remerciements et notre profonde gratitude s'adressent également aux membres de jury qui feront l'honneur de juger notre travail.

Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à tous les enseignants du département Génie Civil de l'université Mouloud MAMMERY pour leurs disponibilités, leurs conseils tout au long de notre cursus.

Nos remerciements à l'ensemble de la communauté étudiante de l'Université Mouloud MAMMERY et en particulier à ma promotion.

Je tiens également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

Affectueusement

M<sup>elle</sup> BADJA Kamilia

M<sup>elle</sup> BOUARAB Thinhinane

# DEDICACES

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

- ❖ A mon très cher frère MENAD
- ❖ A mes chères sœurs DYHIA et LIZA
- ❖ A ma très chère tante SAMIA, son mari MOULOUD et ces adorables enfants, MASSILVA, REDOUANE et FAZIA.
- ❖ A mes chers adorable BOUDJEMA et SAMY.
- ❖ A mes deux grands pères et mes deux grandes mères.
- ❖ A tous les membres de ma famille chaque un par son nom.
- ❖ A AGHILAS.G et FREEDOM THILELLI et tous mes amis.
- ❖ A ma binôme THINHINANE et ca famille.
- ❖ A monsieur MUSTAPHA mon enseignant de logiciel ROBOT et AUTOCAD.
- ❖ A toutes les personnes qui nous ont aidés de prés et de loin
- ❖ A toute la promotion 2016 /2017.

**KAMILIA**

# Dédicaces

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

- ❖ A mon cher frère Jugourtha et sa femme Sabrina
- ❖ A mes chères sœurs Katia, Cylia, lydia et son marie et ces deux adorable petits enfants
- ❖ A mes chère grand parents
- ❖ A tous les membres de ma famille chaque un par son nom
- ❖ A mes amis (es) surtout Samia, Kahina et Fazia
- ❖ A ma binômes Kamilia et sa familles
- ❖ A Mustapha et toutes les personnes qui nous ont aidés de prés et de loin
- ❖ A toute la promotion 2016/2017

**THINHINANE**

# SOMMAIRE

**Introduction**

**Chapitre I : Généralités.....01**

**Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....05**

**Chapitre III : Calcul des éléments.....10**

**III.1 : Calcul de l'acrotère.....10**

**III.2 : Calcul du plancher .....13**

**III.3 : Calcul des escaliers.....19**

**III.4 : Calcul de la poutre palière .....26**

**III.5 : Calcul du balcon .....33**

**III.6 : Calcul de la dalle salle machine.....38**

**Chapitre IV : Vérification RPA .....43**

**Chapitre V: Ferrailage des poutres .....47**

**Chapitre VI : Ferrailage des poteaux .....71**

**Chapitre VII : Ferrailage des voiles .....81**

**Chapitre VIII : Calcul de l'infrastructure .....90**

**Conclusion .....108**

**Bibliographie ..... 109**

**Annexe : plan d'exécution en béton arme.....110**

# INTRODUCTION

L'histoire de l'humanité a été marquée par un grand nombre de catastrophes naturelles notamment les séismes causant parfois, par leur importance, des destructions massives.

Le dernier séisme du 21 mai 2003, qui a touché la région centre du pays (Boumèdes, Alger et Tizi – Ouzou) en est un exemple très probant.

D'énormes pertes, tant humaines que matérielles, ont été déplorées.

L'impérieuse nécessité de se doter de nouvelles mesures parasismiques actualisées (règlement parasismique algérien version 2003) pour faire face au danger sans cesse grandissant que représente la haute sismicité du sol algérien sur le tissu urbain en pleine expansion s'est révélée d'une importance primordiale.

Pour cela l'élaboration d'un ouvrage parasismique doit comporter deux aspects principaux :

- La prévision de l'ampleur des manifestations sismiques attendues sur le site.
- La destination de l'ouvrage.

L'ingénieur en sa qualité de cheville ouvrière dans ce domaine et de par sa responsabilité dans la sécurité publique et la préservation du potentiel économique, doit prendre conscience de l'importance des risques et mettre en application les dispositions qui s'imposent afin d'éviter ou minimiser les dégâts.

# CHAPITRE I:

## PRESENTATION DE L'OUVRAGE

## I.1.GENERALITES

### I.1.1. Présentation de l'ouvrage

Le projet proposé par **B.E.R.H.T.O**, consiste a l'étude d'un bâtiment à usage d'hôtel (R+7+1ss), en ossature mixte contreventée par des voiles et des portiques, situé à **Bab El Oued (Alger)** classé comme étant une zone de forte sismicité (ZONE III) par le **RPA99 modifié en 2003**. Le sol sur lequel est construit l'hôtel est un sol meuble avec une contrainte admissible égal à 1.5 bars.

La construction se compose

- Un sous sol (parking)
- RDC (réception, cafeteria, cuisine, magasin de sport, muse de club)
- 1<sup>er</sup> étage (cuisine, restaurant,)
- 2eme étage (médiathèque, salle de jeux, salle de conférence, bibliothèque)
- 3à7eme étage chambres
- 3 cages d'ascenseurs
- 3 cages d'escaliers

### I.1.2. Caractéristiques géométriques du bâtiment

Les caractéristiques géométriques de notre bâtiment sont :

- Longueur totale  $L_t = 22.00$  m
- Largeur totale  $I_t = 17.00$  m
- Hauteur totale (n'y compris pas l'acrotère)  $H_t = 25.50$  m
- Hauteur totale avec acrotères  $H_{Ta} = 26.10$ m
- Hauteur des sous sol  $h_{ss} = 3.06$ m
- Hauteur du RDC  $h_{RDS} = 4.08$ m
- Hauteur d'étage courant  $h_{ETG} = 3.06$ m
- Hauteur de l'acrotère  $h_{ac} = 0.6$ m

### I.1.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux

#### I.3.1.1 Béton

C'est un matériau de construction reconstitué artificiellement, il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression.

#### a) Résistance à la compression

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à  $j$  jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes (16 / 32). Nous prenons  **$f_{c28} = 25$  Mpa**.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité :

La résistance caractéristique à la compression à  $j < 28$  jours est définie par :

- pour des résistances  $f_{c28} \leq 40$  MPa
- Pour des résistances  $f_{c28} > 40$  MPa

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$$

si  $j < 60$  jours

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28}$$

si  $j < 28$  jours

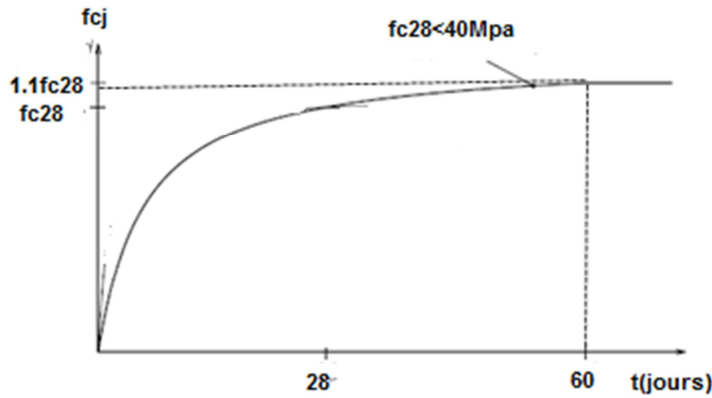
$$f_{cj} = 1.1 f_{c28}$$

si  $j > 60$  jours

$$f_{cj} = f_{c28}$$

si  $j > 28$  jours

La figure donne l'allure de la variation de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton pour les deux types de béton.



**Fig I.1.** Evolution de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton.

**b) Résistance caractéristique à la traction**

La résistance caractéristique à la traction du béton à  $j$  jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par les relations (Art A.2.1.12 BAEL 91 modifiées 99, Annexe F):

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$F_{tj} = 0,275f_{cj}^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

Dans notre cas : à  $t = 28$  jours  $\longrightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$

**• Etat limite ultime (ELU)**

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction et dont le déplacement entraîne la ruine de la construction. Il correspond à l'un ou l'autre des états suivant :

1. Etat limite ultime d'équilibre statique de l'ouvrage
2. Etat limite ultime de résistance de l'un des matériaux de construction
3. Etat limite ultime de stabilité de forme (flambement)

$$E_{bc1} = 2\text{‰}$$

$$E_{bc1} = \begin{cases} 3.5\text{‰} & \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} & \text{(A.4.3, 41)} \\ (4.5 - 0.025f_{cj})\text{‰} & \text{si } f_{c28} > 40 \text{ Mpa} & \text{(A.4.3, 41)} \end{cases}$$

La contrainte limite ultime de compression  $f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$  (Art A.4.3.1.41 BAEL 91 modifiées 99)

Avec  $\gamma_b$  Coefficient de sécurité :

- $\gamma_b = 1,5$ .....en situation courante.
- $\gamma_b = 1,15$  .....en situation accidentelle.

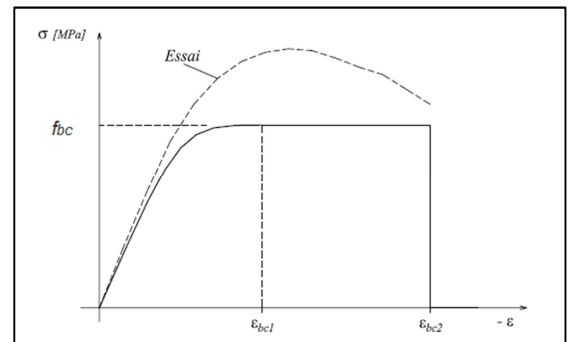
$t$  : durée probable d'application de la combinaison d'action considérée à  $j=28$  jours en situation

courante :  $F_{bc} = \frac{0.85 \cdot 25}{1 \cdot 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$

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

- $\theta = 1$ ..... $t > 24\text{h}$
- $\theta = 0,9$ .....  $1\text{h} \leq t \leq 24\text{h}$
- $\theta = 0,85$ ..... $t \leq 1\text{h}$

**Fig I.2.** définition du diagramme (contrainte-déformation) de calcul à l'ELU.



• **Etat limite de service (ELS)**

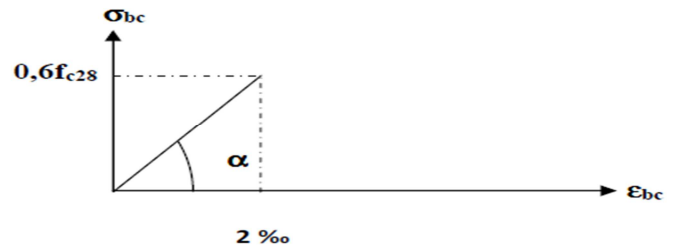
Il constitue des limites au-delà des quelles les conditions normales d'exploitation ne sont plus satisfaites sans qu'il y est ruine, on distingue :

1. Etat limite de service de compression de béton
2. Etat limite de service d'ouverture des fissures
3. Etat limite de service de déformation

$\sigma_{bc} = 0,6.f_{c28}$  (Art 4.5, 2 BAEL 91 modifiées en 99)

Avec :  $\sigma_{bc}$  contrainte admissible à ELS.

A J= 28 jours  $\longrightarrow \sigma_{bc} = 0,6 * 25 = 15 \text{ MPa}$ .



**Fig I.3.**Diagramme (Contrainte – Déformation) du béton (ELS)

**c) Module de déformation longitudinale**

➤ **Instantané** : Pour un béton âgé de « j » jours sous un chargement  $\leq 24\text{h}$  (contrainte normale) on admet que le module de déformation longitudinale instantanée est :

$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}$  (BAEL 91.art.2.1, 21).

➤ **Différé** : Pour une durée d'application des charges très grandes apparait le phénomène de fluage Il est donné par :  $E_{vj} = \frac{1}{3} E_{ij} = 3700 f_{cj}^{1/3}$  (Art.2.1, 22 BAEL 91 modifiées en 99).

A j=28 jours  $\left\{ \begin{array}{l} E_{ii} = 32164 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 10819 \text{ MPa} \end{array} \right.$

**d) Module de déformation transversale**

(Art2.1, 3 BAEL91 modifiées99)

$g = \frac{E}{2(1+\nu)}$  Avec : E : module de Young.

$\nu$  : Coefficient de poisson  $\longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \nu = 0, \dots \dots \dots \text{ELU} \\ \nu = 0,2, \dots \dots \dots \text{ELS} \end{array} \right.$   $\nu = \frac{\text{déformation relative transversal}}{\text{déformation relative longitudinal}}$

**I.3.1.2. Acier**

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton résiste mal. Le ferrailage se fera en utilisant les ces types d'aciers suivant :

- Aciers à haute adhérence : H.A (feE400)  $\longrightarrow f_e = 400 \text{ MPa}$ .
- Treillis soudés(TL520)  $\longrightarrow f_e = 520 \text{ MPa}$ .

**a) Module de déformation longitudinale**

Ce module est défini par la pente de la droite passant par l'origine du diagramme ( $\sigma - \epsilon$ ), il est pris égal à :  $E_s = 2. 10^5 \text{ MPa}$  (Art A2.2BAEL91 modifiées99).

**b) Contrainte limite**

• **Contrainte limite ultime**

$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$  Avec  $\sigma_{st}$  : contrainte d'élasticité de l'acier (BAEL 91, Art A.2.1, 3)

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité  $\longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \longrightarrow \text{Situation courante.} \\ \gamma_s = 1,00 \longrightarrow \text{Situation accidentelle.} \end{array} \right.$   
 $\sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$  pour les H.A

- **Contrainte limite de service**

3 cas de fissurations sont possibles :

- ✓ **Fissuration peut nuisible**

La contrainte n'est soumise à aucune limitation.

$$\sigma_s \leq f_e$$

(Art A4.5.32BAEL91 modifiées99)

- ✓ **Fissuration préjudiciable**

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta f t_j} \right\}$$

(Art A4.5.33BAEL91 modifiées99)

- ✓ **fissuration très préjudiciable**

$$\sigma_s = \min \left\{ 0.5f_e, 90\sqrt{\eta f t_j} \right\}$$

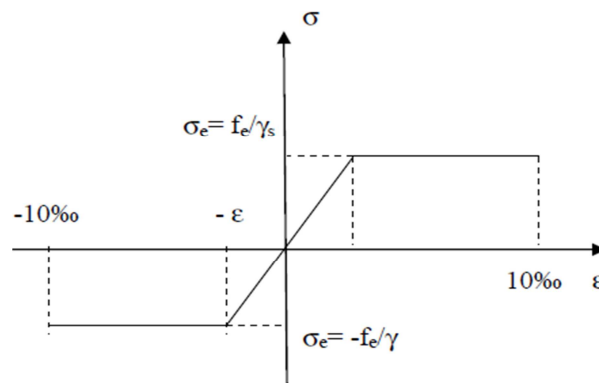
(Art A4.5.33BAEL91 modifiées99)

$$\eta = \text{coefficient de fissuration} \rightarrow \begin{cases} \eta = 1.0 & \text{pour les ronds lisses RL} \\ \eta = 1.6 & \text{pour les hautes adhérences HA} \end{cases}$$

#### I.1.4. Protection des armatures

Afin d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- **c ≥ 1cm** : Si l'élément est situé dans local couvert non soumis aux condensations.
- **c ≥ 3cm** : Si l'élément est situé dans un local soumis aux condensations.
- **c ≥ 5cm** : Si l'élément est soumis aux actions agressives (brouillards salins, exposé à la mer...)



**Fig I.4.**Diagramme (Contrainte – Déformation) de l'acier

# CHAPITRE II:

# PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

## II. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

### II.1 Les planchers

#### II.1.1. Plancher à corps creux

Les planchers à corps creux sont composés de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée en treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé.

La hauteur totale du plancher en corps creux est donné par  $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$

$L_{\max}$  : portée libre de la plus longue travée dans le sens des poutrelles.

Dans notre cas :  $L_{\max} = (580-30) = 550\text{cm}$

$$h_t \geq \frac{550}{22,5} = 24.44 \text{ cm}$$

On opte  $h_t = 25\text{cm}$  soit un plancher de (20+5), valable pour tout les étages.

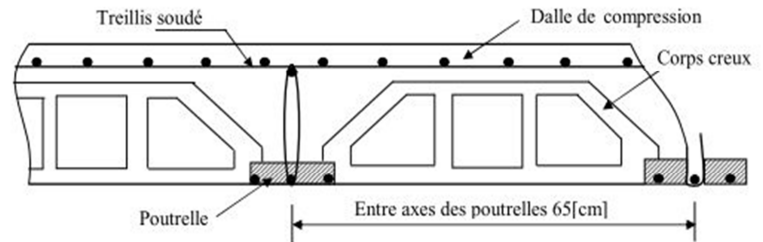


Fig. II.1 Coupe d'un plancher à corps creux

#### II.1.2. Dalle pleine

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

##### II.1.2.1. Condition de résistance à la flexion

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule  $e \geq L_0/10$

$L_0 = 0.4\text{m}$  c'est la largeur de la console       $e$  : épaisseur de la dalle pleine.  
 $e \geq 1.40/10 = 0.14\text{m} = 14 \text{ cm}$

##### II.1.2.2. Résistance au feu

Pour deux heures de coupe feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 11cm.

##### II.1.2.3. Isolation acoustique

L'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$L = 13,3 \log(10M) \quad \text{si } M < 200 \text{ kg/m}^2 \quad L = 15 \log(M) + 9 \quad \text{si } M > 200 \text{ kg/m}^2$$

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350

$$\text{kg/m}^2, \text{ d'ou l'épaisseur minimale de la dalle est : } h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm}$$

Donc , on adopte pour une épaisseur de  $e = 15 \text{ cm}$ .

## II.2. Les poutres

Les poutres doivent respectées les conditions suivantes : [RPA2003-Art 7.5.1]

Largeur de la poutre :  $b \geq 20\text{cm}$

Hauteur de la poutre :  $ht \geq 30\text{cm}$

Le rapport :  $h/b \leq 4$

### II.2.1. Poutres principales

$$\text{Hauteur (ht) : } \frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10}$$

$L = (555-30) = 525 \text{ cm}$  est la portée de la plus grande travée dans le sens considérée, égale à :

$$\frac{525}{15} \leq ht \leq \frac{525}{10} \text{ donc : } 35 \leq ht \leq 52,5 \text{ soit : } ht = 45\text{cm}$$

Largeur (b) :  $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$

$$0,4(45) \leq b \leq 0,7(45) \longrightarrow 8 \leq b \leq 31,5 \text{ soit : } b=30\text{cm}$$

Vérification aux conditions de RPA 99/modifié 2003 ;

$$b \geq 20\text{cm} \quad h \geq 30\text{cm} \quad h/b = 45/30 = 1,5 \leq 4 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

### II.2.2. Poutres secondaires

**La hauteur ( $h_t$ )**  $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

$L = (580-30) = 550\text{cm}$  est la portée de la plus grande travée dans le sens considéré.

$$\frac{550}{15} \leq h_t \leq \frac{550}{10} \quad \text{donc : } 36,66 \leq h_t \leq 55 \text{ soit : } h_t = 40\text{cm}$$

**La largeur (b)**  $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$

$$0,4(40) \leq b \leq 0,7(40) \longrightarrow 16 \leq b \leq 28 \text{ soit : } b = 30 \text{ cm}$$

Vérification aux conditions de RPA 99/modifié 2003 :

$$b \geq 20\text{cm} \quad , \quad h \geq 30\text{cm} \quad , \quad h/b = 40/30 = 1,33 \leq 4 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Alors  $\left\{ \begin{array}{l} \text{La section des poutres principales est : (30x45)} \\ \text{La section des poutres secondaires est : (30x40)} \end{array} \right.$

### II.3. Les voiles

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'Article (7.7.1) de RPA99/2003

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

#### II.3.1 Epaisseur e des voiles

L'épaisseur (e) du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage ( $h_e$ ) et des conditions de rigidités aux extrémités.

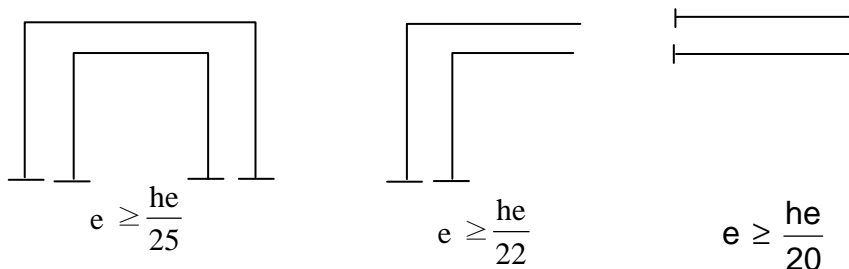


Fig. II.2 Coupe des voiles en plan

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

RDC

$$h_e = 408 - 30 = 378\text{cm}$$

$h_e = \max(h_i)$  avec  $h_i$  : hauteur des étages d'où :  $h_e$  = hauteur libre du

$$\text{Alors : } a \geq \frac{378}{20} = 18,9 \text{ cm}$$

**Conclusion:** on adoptera une épaisseur de 20 cm

#### II.3.2. Largeur des voiles

D'après le RPA, un voile doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} L \geq 4.a \\ L \geq 4 \times 20 = 80\text{cm} \end{array} \right\} \text{ Donc la largeur de nos voile doit dépasser 80cm.}$$

**II.4. Les poteaux**

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l’ELS et en compression simple, en supposant que le béton seul reprend l’effort normal. On détermine la descente des charges sur un ou plusieurs poteaux, en tenant compte de la dégression des surcharges d’exploitation.

Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$S \geq N/\bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec } N = G+Q.$$

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} \quad \sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{Mpa.}$$

Selon le (RPA99, A7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq 25\text{cm en zone I et IIa.}$$

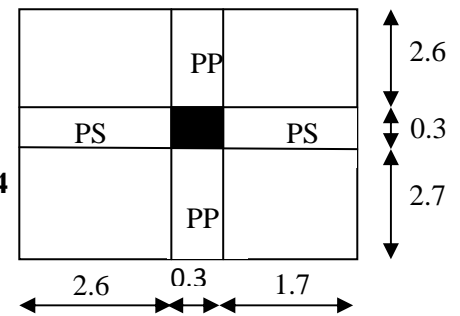
$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq 30\text{cm en zone III et IIb.}$$

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq h_e/20.$$

$$\frac{l}{4} \leq \frac{h_1}{b_1} \leq 4.$$

**II.4.1. Descente de charges**

La descente de charges est effectuée pour un poteau choisi en fonction de sa surface d’influence (le poteau le plus sollicité), on dimensionne le poteau C4



**Fig II.3.** Surface revenant au poteau b5

• **Surface d’influence**

Surface	S	S'	S1	S2	S3	S4	S'
valeurs	26.6m <sup>2</sup>	S1 + S2 + S3 + S4	7.43 m <sup>2</sup>	4.59 m <sup>2</sup>	4.42 m <sup>2</sup>	7.15 m <sup>2</sup>	23.59 m <sup>2</sup>

**II.4.1.1. Détermination des charges et surcharges**

D’après le DTR on opte :

**a) Charges permanentes**

éléments	Plancher terrasse	Plancher courant	Mur extérieure	Mur intérieur	Dalle pleine
G <sub>T</sub> kN/m <sup>2</sup>	6.53	6.26	2.36	1.3	5.39

**b) Charges d’exploitations**

élément	Terrasse inaccessible	1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>ème</sup> étage	Hébergement en chambres	RDC	Sous sols	L’acrotère	Balcones	L’escalier
Q(kN/m <sup>2</sup> )	1	2.5	4	1.5	5	2.5	1	3.5	2.5
Q (kN)	23.59	58.97	94.36	35.38	117.95	58.97	23.59	82.56	58.97
QxS'									

**c) Poids propre des éléments**

Elément	PEC	PET	Poutre principale	poutre secondaire	Poteaux SS et étage courant	Poteaux RDC
G (kN)	GxS'		$\rho x b p p x h p p x (2.7+2.6)$	$\rho x b p s x h p s x (2.75+1.7)$	$\rho x b p x h p x h_t$	
	147.67	154.04	17.89	13.35	6.89	9.18

### II.4.2. Loi de dégression de charges

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation.

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad ; \text{ Pour } n \geq 5$$

$Q_0$  : surcharge d'exploitation à la terrasse.

$Q_i$  : surcharge d'exploitation de l'étage  $i$ .

$n$  : numéro de l'étage du haut vers le bas.

$Q_n$  : surcharge d'exploitation à l'étage «  $n$  »  $\Sigma_0$

#### II.4.2.1. Coefficients de dégression des surcharges

Niveaux	7	6	5	4	3	2	1	RDC	S/Sol
Coefficients	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.69

#### Les surcharges cumulées

**Niveau 07** :  $Q_0=35.38$  KN.

**Niveau 06** :  $Q_1=Q_0+Q_1= 70.76$  KN.

**Niveau 05** :  $Q_2=Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)= 102.602$  KN.

**Niveau 04** :  $Q_3= Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)= 130.906$  KN.

**Niveau 03** :  $Q_4= Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)= 155.672$  KN.

**Niveau 02** :  $Q_5= Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)= 224.084$  KN.

**Niveau 01** :  $Q_6= Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)= 256.517$  KN.

**Niveau RDC** :  $Q_7= Q_0+0.71 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)= 328.468$  KN.

**Niveau S/Sol** :  $Q_8= Q_0+0.69 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)= 360.901$  KN

NIVEAUX	Charges permanentes [kN]					Surcharges d'exploitation [kN]		Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ [kN]	Section trouvée
	Poids des planches	Poids des poutres	Poids des poteaux	G totale	G cumulé	$Q_i$	$Q_{cum}$		
7	154.04	31.24	/	185.28	185.28	35.38	35.38	220.66	147.106
6	147.67	31.24	6.89	185.8	371.08	35.38	70.76	441.84	294.560
5	147.67	31.24	6.89	185.8	556.88	35.38	106.14	663.02	442.013
4	147.67	31.24	6.89	185.8	742.68	35.38	141.52	884.20	589.467
3	147.67	31.24	6.89	185.8	928.48	35.38	176.90	1105.38	736.920
2	147.67	31.24	6.89	185.8	1114.28	94.36	271.26	1385.54	923.693
1	147.67	31.24	6.89	185.8	1300.08	58.97	330.23	1630.31	1086.873
RDC	147.67	31.24	9.18	188.09	1488.17	$\frac{117.9}{5}$	448.18	1936.35	1290.900
S/S	147.67	31.24	6.89	185.8	1673.97	58.97	507.15	2181.12	1454.080

#### II.4.2.2. Vérification du section selon RPA 99 (Art 7.4.1)

Poteaux	Conditions exigées par RPA en zone III	Valeur calculée	Observation
40x40	$\text{Min}(b, h) \geq 30$	$\text{Min}(b, h) = 40$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_c/20$	$h_c/20 = 13.8$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée

Afin de satisfaire les conditions du RPA99 (Art 7.4.1) et reprendre les forces horizontales, on opte pour :

Etage	Section du poteaux ( cm <sup>2</sup> )
Sous sol, RDC	50x50
1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	45x45
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>	40x40

### II.4.2.3. Vérification de la résistance des poteaux au flambement

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

Il faut vérifier l'élancement  $\lambda$  des poteaux  $\lambda \frac{L_f}{i} \leq 35$  Avec :

$L_f$  : longueur de flambement ( $L_f = 0.7 L_0$ )       $i$  : rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$ )

$L_0$  : hauteur libre du poteau

$S$  : section transversale du poteau (b x h)

$I$  : moment d'inertie du poteau le plus faible.

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

- poteaux (40x40) :  $L_0 = 3.06\text{m} \rightarrow \lambda = 18.55 < 35$
- poteaux (45x45) :  $L_0 = 3.06\text{m} \rightarrow \lambda = 16.49 < 35$
- poteaux (50x50) :  $L_0 = 4.08\text{m} \rightarrow \lambda = 19.79 < 35$

#### Conclusion :

Tous les poteaux vérifient la condition de non – flambement.

# CHAPITRE III:

# CALCUL DES ELEMENTS

### III. CALCUL DES ELEMENTS

#### III.1. L'acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse, L'acrotère est sollicité par un effort normal G et un effort horizontal Q.

##### III.1. Détermination des sollicitations

###### a) Charges permanents et d'exploitation

$$G = \rho \cdot s \cdot 1 = 25 \left[ 0.6 * 0.1 + 0.05 * 0.1 + \frac{0.05 * 0.1}{2} \right] = 1.687 \text{ kN/m}$$

Les sollicitations	G	Q	N	T	M
Les valeurs	1.687 kN/m	1.00kN	1.687kN	1.00kN	0.6kNm

###### b) Combinaison des charges

ELU	$N_U = 1.35NG = 1.35 * 1.687 = 2.277 \text{ kN}$	$M_U = 1.5MQ = 1.5 * 0.6 = 0.9 \text{ kNm}$
ELS	$N_S = NG = 1.687 \text{ kN}$	$M_S = MQ = 0.6 \text{ kNm}$

#### III.2. Ferrailage de l'acrotère

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée

$h$  : Epaisseur de la section = 10cm       $b$  : largeur de la section = 100cm

$c$  et  $c'$  : Enrobage = 2cm       $d = h - c$  : Hauteur utile

$M_f$  : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

##### a) Calcul des armatures à l'ELU

###### ➤ Position du centre de pression à l'ELU

$$e_u = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0.9}{2.277} = 0.395 \text{ m} = 39.5 \text{ cm}$$

$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$        $\frac{h}{2} - c$  : Est le centre de pression se trouvant à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée SPC.

L'acrotère donc sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif  $M_f$ , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

###### ➤ Moment fictif

$$M_f = N_U * e_f = N_U * (e_u + \frac{h}{2} - c) = 2.277 * (0.395 + 0.03) = 0.967 \text{ kNm.}$$

###### ➤ Moment réduit :

$$f_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta_\gamma} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\mu_u = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0.967 * 10^3}{100 * 8^2 * 14.2} = 0.0106$$

$\mu_u < \mu_l = 0.392$  La section est simplement armée donc  $A_s = 0$

$$\mu_u = 0.0106 \longrightarrow \beta = 0.995$$

###### ➤ Armatures fictives:

$$A_f = \frac{M_f}{\beta * d * \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0.967 * 10^5}{0.995 * 8 * 348 * 10^2} = 0.35 \text{ cm}^2$$

➤ **La section réelle des armatures (flexion composée)**

La section réelle des armatures :

$$A_u = A_f - \frac{N_U}{\sigma_{st}} = 0.35 - \frac{2.277 * 10^3}{348 * 10^2} = 0.28 \text{ cm}^2$$

**b) Vérification à l'ELU:**

**1) Condition de non fragilité**

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité :  $A_u \geq A_{min}$

$$A_{min} = 0.23bd * \frac{f_{t28}}{f_e} * \frac{es - 0.455d}{es - 0.185d} = 0.23 * 100 * 8 * \frac{2.1}{400} \left[ \frac{35.5 - 0.445 * 8}{35.5 - 0.185 * 8} \right] = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$es = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.687} = 0.355 \text{ m} \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_u = 0.28 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0.90 \text{ cm}^2$$

Donc on adoptera  $A_u = A_{min} = 0.90 \text{ cm}^2$

$$\text{Soit } A_U = \mathbf{4HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ avec un espacement } St = \frac{100}{4} = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

**2) Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } \mathbf{4HA8} = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$
 repartir sur 60 cm de hauteur avec un espacement  $St = \frac{60}{4} = \mathbf{15 \text{ cm}}$ .

**3) Vérification de la contrainte de cisaillement [Art A.5.2.1 BAEL 91 modifié 99]**

La fissuration étant peu nuisible, donc :  $\tau_u \leq \tau = \min \{0.13f_{c28}; 5 \text{ MPa}\} = \min \{3.25; 5\} = 3.25 \text{ MPa}$ .

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \text{ Avec } : V_u = 1.5Q = 1.5 * 1 * 10^3 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 * 1 * 10^3}{1000 * 80} = 0.0187 \text{ MPa} < 3.25 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**4) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement [Art. A.6.1, 3 BAEL 91 modifié 99]**

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9 * d \sum u_i} = \frac{1.5 * 10^3}{0.9 * 80 * 100} = \mathbf{0.21 \text{ MPa}} \leq \tau_u = \Psi_s f_{t28} = 1.5 * 2.1 = \mathbf{3.15 \text{ MPa}}$$

$\Psi_s$  : **1.5** Coefficient de scellement (Acier de haute adhérence).

$\sum_{ui}$ : somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum_{ui} = 4\pi\phi = 4 * \pi * 0.8 = 10 \text{ cm}$$

Condition vérifiée, Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

### 5) Ancrages des barres verticales

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_s} = \frac{8 \cdot 400}{4 \cdot 2.84} = 281.69 \text{ MPa} \quad \text{avec : } \tau_s = 0.6 * \Psi_s^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

### c) Vérifications à L'ELS

L'acrotère étant exposé aux intempéries, la fissuration est considérée comme préjudiciable.

#### 1. Vérification de contraintes dans les aciers [Art A-4.5.2 BAEL 91 modifié 99]

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

$$\bar{\sigma} = \min \{ 226.66; 201.63 \} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_u}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_s = 0.6 \text{ kNm} \\ A_u = 2.01 \text{ cm}^2 \\ \rho_1 = \frac{100 \cdot A_u}{bd} = \frac{100 \cdot 2.01}{100 \cdot 8} = 0.251 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 47.50 \\ \beta = 0.920 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = 40.55 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

#### 2. Vérification les contraintes dans le béton [Art A-4.5.2 BAEL91 modifié 99]

On doit vérifier la condition  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = K\sigma_s = \frac{1}{K_1} \sigma_s = \frac{1}{47.5} * 40.55 = 0.853 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 0.853 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

#### 3. Espacement des barres [Art. A.8.2.4, 2 BAEL 91 MODIFI2 99]

- Armatures principales :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{ 3h, 33 \text{ cm} \} = 30 \text{ cm}$ .
- Armatures de répartition :  $S_t = 15 \text{ cm} \leq \min \{ 4h, 45 \text{ cm} \} = 40 \text{ cm}$ .

Les conditions étant vérifiées, donc le ferrailage à l'ELU est suffisant.

#### 4. Ferrailage adopté

Armatures principales : **4HA8/ml = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec : **St = 25 cm**.

Armatures de répartition : **4 HA8/ml = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec : **St = 15cm**.

#### ➤ Vérification à l'élançement

$$\lambda \leq \max \{ 50; \min \left( \frac{670 \cdot e_u}{h}; 100 \right) \} = \max \{ 50; 100 \} = 100 \text{ m}$$

$$\lambda = 41.57 \text{ m} \leq 100 \text{ m} \longrightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

### III.3. Calcul de la force sismique (Art. 6.2.3 RPA 99 version 2003)

Les forces horizontales de calcul  $F_p$  agissant sur les éléments non structuraux et l'équipement ancrés et la structure sont calculées suivant :  $F_p = 4A * C_p * W_p$

A: coefficient d'accélération de zone, dans note cas A= 0.25 (Zone III, groupe d'usage 2).

$C_p = 0.3$  (Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires variant entre 0.3 et 0.8)

$W_p = 1.687$  kN/ml (Poids de l'élément).

Donc :  $F_p = 4 * 0.25 * 0.3 * 1.687 = 0.506 \frac{\text{kN}}{\text{ml}} < Q = 1 \text{ kN/ml}$

#### III.4. Conclusion

L'acrotère donc calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique

### III.2. Planchers

Notre projet est constitué de planchers en corps creux, d'épaisseur (20+5) cm et TS de nuance TS520

#### III.2.1. Calcul de la dalle de compression

Les dimensions des mailles des treilles soudés ne doivent pas dépasser (BEAL91/Art 6.8.423)

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures

##### a) Calcul des armatures

L : Entre axe des poutrelles (50 cm ≤ L ≤ 80 cm)

Armatures ⊥ aux nervures	$A_{\perp} = \frac{4 * L}{F_e} = \frac{4 * 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$	Soit $A_{\perp} = 5T4 = 0,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$	e = 20 cm
Armatures // aux nervures	$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2 / \text{ml}$	Soit $A_{//} = 5T4 = 0,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$	e = 20 cm

#### III.2.2. Etude de la poutrelle

##### a) Dimensionnement de la poutrelle

h = 20+5 cm	h <sub>0</sub> = 5cm	b <sub>0</sub> = 12 cm
$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L_0}{2}, \frac{L}{10}, 8h_0 \right\}$		
L <sub>0</sub> = 65-12 = 53 cm	L = 5.8 m	$b_1 \leq \min \{26.5, 58, 40\} = 26.5 \text{ cm}$

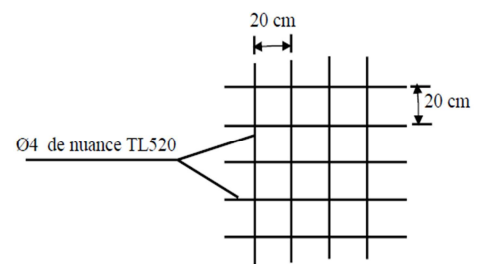


Fig III.2.1. Ferrailage de la dalle de compression

##### Etape1 : Avant coulage de la dalle de compression

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

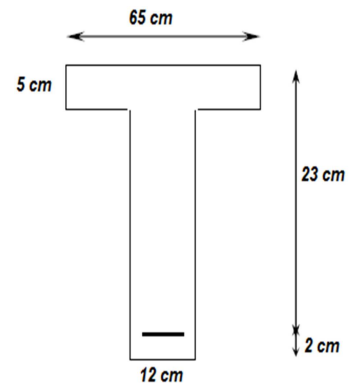
Elément	poutrelle	Corps creux	totale
G kN/ml	0,12* 0,04* 25= 0,12	0,65* 0,95= 0,62	0.74
Surcharge de l'ouvrier Q=1kN/ml			

##### b) Calcul à L'ELU

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable L=5.8 m

Combinaison de charges : q=1.35 G + 1.5Q = 2.5kN/ml

moment $M_u$	$M_u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{2.5 * 5.25^2}{8} = 8.61 \text{ kNm}$
Effort tranchant $T_u$	$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2.5 * 5.25}{2} = 6.7 \text{ kN}$



##### c) Ferrailage

$$\mu_b = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{8.61 * 10^3}{12 * 2^2 * 14.2} = 12.63$$

Avec : c = 2 cm d: La hauteur utile (d = h - c = 4 - 2 = 2 cm)

μ = 15.41 >> μ<sub>l</sub> = 0,392 → La section est doublement armée SDA

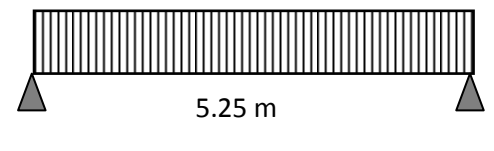


Fig. III.2.2. Schéma statique de la poutre

##### Etape2 : Après coulage de la dalle de compression

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle sera calculée comme une poutre en T la section est isostatique.

➤ **Plancher étage courant et RDC**

Sollicitation	G	Q	q <sub>s</sub> (ELS)	q <sub>u</sub> (ELU)
RDC+Etage courant (kN/ml)	4.069	3.25	7.32	10.37
RDC+Etage courant (kN/m <sup>2</sup> )	6.26	5		

Les efforts internes sont déterminés selon le type de plancher à l'aide des méthodes suivantes:

- ✓ Méthode forfaitaire
- ✓ Méthode de Caquot
- ✓ Méthode de trois moments

➤ **La méthode forfaitaire**

1<sup>er</sup> condition :  $Q \leq \max\{2G; 5\text{kN/m}_1\}$  →  $Q = 3.25\text{kN/m} < 8.14\text{kN/ml}$  → condition vérifiée

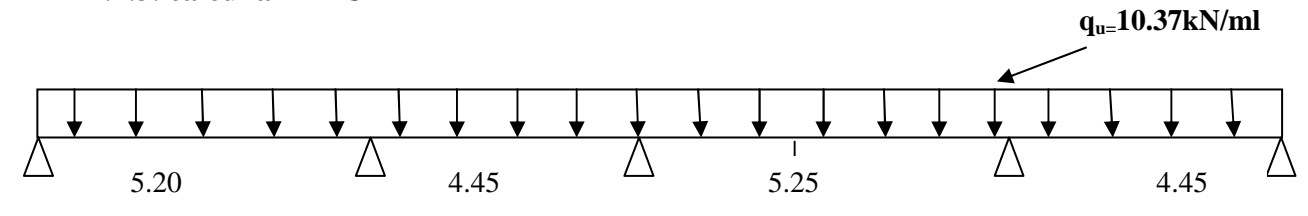
2<sup>ème</sup> condition : Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées → condition vérifiée

3<sup>ème</sup> condition : Les portées successives sont dans un rapport compris entre  $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

$0.8 \leq \{1.16, 0.86, 1.18\} \leq 1.25$  → Condition vérifiée

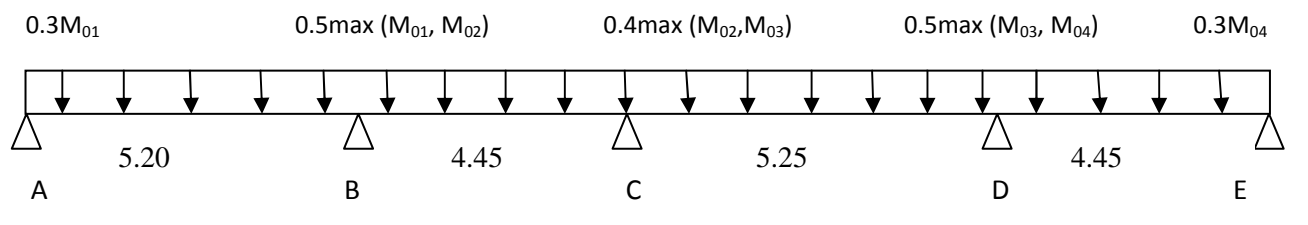
4<sup>ème</sup> condition : La fissuration est non préjudiciable → condition vérifiée

**III.2.3. calcul à l'ELU**



Calcul du rapport de charge  $\alpha$ :  $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{5}{5+6.26} = 0.444$      $0 < \alpha < \frac{2}{3}$

$\alpha$	$1+0,3\alpha$	$(1+0,3 \alpha)/2$	$(1,2+0,3\alpha)/2$
0.444	1.133	0.566	0.666



**Fig. III.2.3.** Schéma statique de la poutrelle

**a) Calcul des moments fléchissant**

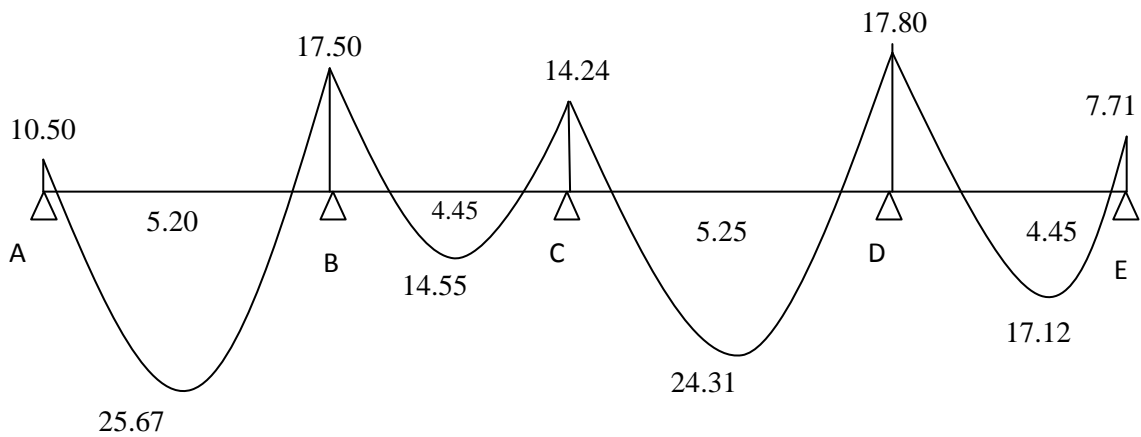
Moment	M <sub>01</sub>	M <sub>02</sub>	M <sub>03</sub>	M <sub>04</sub>
Valeurs $M = \frac{q_u * L^2}{8}$ (kNm)	35.00	25.70	35.60	25.70

**b) Calcul des moments aux appuis**

Moment	M <sub>A</sub>	M <sub>B</sub>	M <sub>C</sub>	M <sub>D</sub>	M <sub>E</sub>
Valeurs (kNm)	10.50	17.50	14.24	17.80	7.71

**c) Calcul des moments aux travées**

Les travées	Condition I	Condition II	Moment :Max (I, II)kNm
AB	$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{01}$ et $(1 + 0.3\alpha)M_{01} \geq 1.05M_{01}$	$M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} M_{01}$	25.67
BC	$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{02}$ et $(1 + 0.3\alpha)M_{02} \geq 1.05M_{02}$	$M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} M_{02}$	14.55
CD	$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{03}$ et $(1 + 0.3\alpha)M_{03} \geq 1.05M_{03}$	$M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} M_{03}$	24.31
DE	$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{04}$ et $(1 + 0.3\alpha)M_{04} \geq 1.05M_{04}$	$M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} M_{04}$	17.12



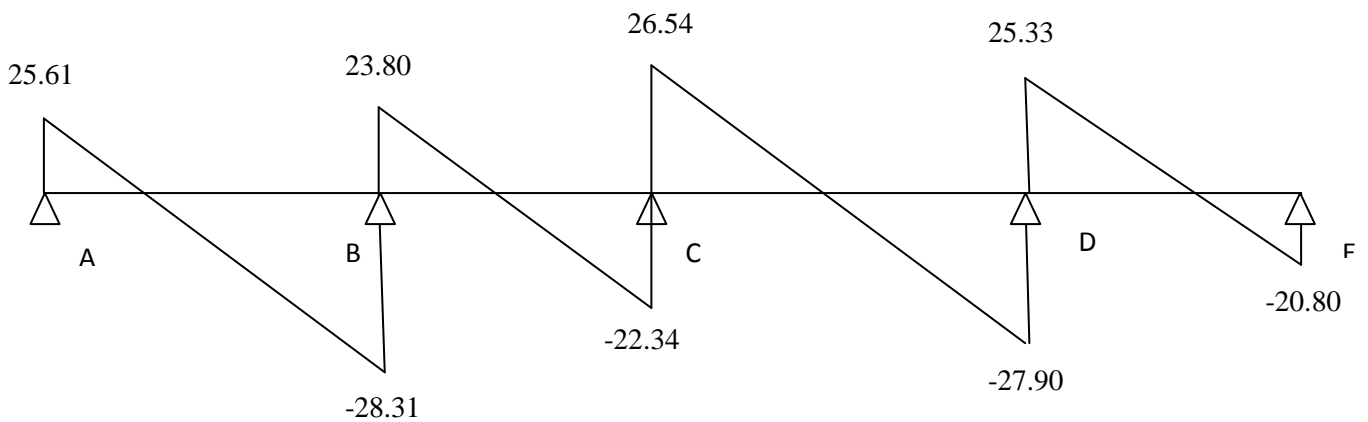
**Fig. III.2.4.** Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

**d) Les efforts tranchants**

$$T_W = \frac{M_W - M_E}{L} + \frac{q_u * L}{2}$$

$$T_E = \frac{M_W - M_E}{L} - \frac{q_u * L}{2}$$

travées	AB	BC	CD	DE
TW (kN)	25.61	23.80	26.54	25.33
TE (kN)	-28.31	-22.34	-27.90	-20.80



**Fig. III.2.5.** Diagramme des efforts tranchants

### III.2.4 Ferrailage à l'ELU

$$M_{TMAX}=25.67 \text{ kNm}$$

$$M_{AMAX}=17.80 \text{ kNm}$$

#### a) Armatures longitudinales

La table de compression se trouvant dans la partie tendue, donc nous avons à considérer une section rectangulaire de (12x23) cm<sup>2</sup>

Travée : b=65cm, d=23cm

Appui : b=12cm, d=23cm

$$A_t = \frac{M}{\beta * d * \sigma_{st}}$$

$$\mu = \frac{M}{b * d^2 * f_{bc}}$$

	cas	Mu (kNm)	$\mu$	$\beta$	$A_t$	ferrailage
Travées	AB	25.67	0.052	0.973	3.29	3HA12=3.39cm <sup>2</sup>
	BC	14.55	0.030	0.985	1.84	2HA12=2.26 cm <sup>2</sup>
	CD	14.31	0.029	0.985	1.81	2HA12=2.26 cm <sup>2</sup>
	DE	17.12	0.035	0.983	2.17	2HA12=2.26 cm <sup>2</sup>
Appuis	A	10.50	0.116	0.938	1.39	1HA14=1.54 cm <sup>2</sup>
	B	17.50	0.194	0.891	2.33	1HA14+1HA12=2.67 cm <sup>2</sup>
	C	14.24	0.158	0.914	1.95	1HA16 =2.01cm <sup>2</sup>
	D	17.80	0.197	0.889	2.50	1HA14+1HA12=2.67 cm <sup>2</sup>
	E	7.71	0.085	0.955	1.00	1HA14=1.54 cm <sup>2</sup>

#### b) Calcul des armatures transversales (Art 7.2.21/BAEL91)

$$\phi = \min \left[ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{max} \right] \longrightarrow \min \left[ \frac{250}{35}, \frac{120}{10}, 12 \right] = 7.14 \text{ mm} \approx 0.8 \text{ cm}$$

On prend : 2HA8=1.01 cm<sup>2</sup> Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de  $\phi = 8 \text{ cm}$

#### c) Espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = \min(20.7, 40) = 20.7 \text{ cm} \quad (\text{Art 5.1.23/ BEAL91})$$

On prend St= 20cm de longueur de la poutrelle

### III.2.5 Vérification à l'ELU

#### a) Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL91.ArtA.5.1.2)

On doit vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 5 \text{ MPa})$  Fissuration peu nuisible

$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	conclusion
$\frac{Vu_{max}}{b_0 * d} = \frac{28.31 * 10^3}{120 * 230} = 1.025 \text{ MPa}$	$\min(3.25 \text{ Mpa}, 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$	$1.025 \text{ MPa} < 3.25 \text{ MPa}$ CV

#### b) Condition de non fragilité (Art A.4.2.1)

$$A_{min} = 0.23b_0 * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 12 * 23 * \frac{2.1}{40} = 0.333 \text{ cm}^2$$

Travée	$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.333 \text{ cm}^2$	Condition vérifiée
Appuis	$A_a = 2.67 \text{ cm}^2 > 0.333 \text{ cm}^2$	Condition vérifiée

#### c) Vérification de la contrainte d'adhérence (BAEL91.Art. A.6.1,3)

$\sum U_i$ : Désignant la somme des périmètres utiles des barres ou des paquets.

$\tau_{se}$	$\frac{Vu_{max}}{0.9 * d * \sum U_i} = \frac{28.31 * 10^3}{0.9 * 230 * (2 * 3.14 * 12)} = 1.81 \text{ MPa}$	$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ Condition vérifiée
$\bar{\tau}_{se}$	$\Psi_{se} = \Psi_s * f_{t28} = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$	

**d) Influence de l'effort tranchant sur le béton (ArA5.1.313/BAEL91)**

$$Vu^{max} \leq 0.267 * d_0 * 0.9 * d * f_{c28} = 0.267 * 0.12 * 0.9 * 0.23 * 10^3 * 25 = 165.81kN$$

$$Vu^{max} = 28.31kN < 165.81kN \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( Vu^{max} + \frac{M_{max}}{0.9 * d} \right) = \frac{1.15}{400 * 10^{-1}} \left( 28.31 + \frac{-25.67}{0.9 * 0.23} \right) = -2.74cm$$

$$A = 4.02cm > -2.74cm \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**f) Calcul des scellements droit (BAEL91Art.A6.1.23)**

Longueur de scellement	$\phi = 1.2cm$	$f_e = 400MPa$	$\tau_{su} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28} = 2.83Mpa$	$l_s = \frac{\phi}{4} * \frac{f_e}{\tau_{su}} = 42.4cm$
------------------------	----------------	----------------	---------------------------------------------	---------------------------------------------------------

**III.2.6. Calcul à l'ELS**

$$q_s = 7.32 \text{ kN/ml}$$

**a) Calcul de moment fléchissant**

Moment	$M_{01}$	$M_{02}$	$M_{03}$	$M_{04}$
Valeurs $M = \frac{q_s * L^2}{8}$ (kNm)	24.74	18.12	25.22	18.12

**b) Calcul des moments aux appuis**

Moment	$M_A$	$M_B$	$M_C$	$M_D$	$M_E$
Valeurs (kNm)	7.42	12.37	10.10	12.61	5.44

**c) Calcul des moments aux travées**

Les travées	Condition I	Condition II	Moment :Max (I, II)kNm
AB	$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{01}$ et $(1 + 0.3\alpha)M_{01} \geq 1.05M_{01}$	$M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} M_{01}$	18.14
BC	$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{02}$ et $(1 + 0.3\alpha)M_{02} \geq 1.05M_{02}$	$M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} M_{02}$	10.26
CD	$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{03}$ et $(1 + 0.3\alpha)M_{03} \geq 1.05M_{03}$	$M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} M_{03}$	14.27
DE	$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{04}$ et $(1 + 0.3\alpha)M_{04} \geq 1.05M_{04}$	$M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} M_{04}$	12.10

**d) Les efforts tranchants**

$$T_W = \frac{M_W - M_E}{L} + \frac{q_s * L}{2}$$

$$T_E = \frac{M_W - M_E}{L} - \frac{q_s * L}{2}$$

travée	AB	BC	CD	DE
TW (kN)	18.08	16.80	18.74	17.89
TE(kN)	-19.98	-15.78	-19.70	-14.68

## e) Vérification à l'ELS

Il faut vérifier la contrainte dans le béton  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} \leq f_{bc} = 0.6f_{cj} = 15\text{Mpa}$

Travée : b=65cm, d=23cm

Appui : b=12cm, d=23cm

$$\rho = \frac{100A_t}{b_0 * d}$$

	cas	P	$\beta$	$A_{adopté}$	K	$\sigma_s$	$\frac{\sigma_s}{K}$	$\sigma_{bc}$	Obs
Travée	AB	0.226	0.925	3.39	51.67	251.52	4.87	15	CV
	BC	0.151	0.936	2.26	63.12	210.80	3.34	15	CV
	CD	0.151	0.936	2.26	63.12	293.30	4.65	15	CV
	DE	0.151	0.936	2.26	63.12	248.70	3.94	15	CV
Appuis	A	0.558	0.889	1.54	30.04	235.64	7.84	15	CV
	B	0.967	0.863	2.67	21.50	233.41	10.86	15	CV
	C	0.728	0.877	2.01	25.65	249.11	9.71	15	CV
	D	0.967	0.863	2.67	21.50	237.94	11.10	15	CV
	E	0.558	0.889	1.54	30.04	172.76	5.75	15	CV

## ➤ Etat limite de déformation

1 <sup>er</sup> condition	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} = 0.048 > 0.04$	CV	alors le calcul de la flèche est indispensable
2 <sup>ème</sup> condition	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} * \frac{Mt^{ser}}{M_0} = 0.048 = 0.048$	CV	
3 <sup>ème</sup> condition	$\frac{A}{b_0d} \leq \frac{3.6}{f_e} = 0.01 = 0.01$	CV	

### III.3. Escalier

#### III.3.1.Introduction

Un escalier est un ouvrage formé de marches, permettant de passer d'un niveau à un autre.

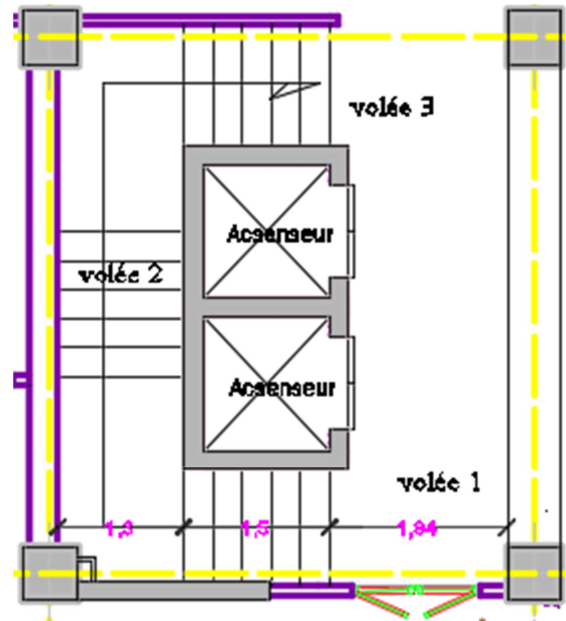


Fig. III.3.1:Schéma descriptif de l'escalier à trois volées

#### III.3.2.Calculs des escaliers

##### a) Présentation schématique

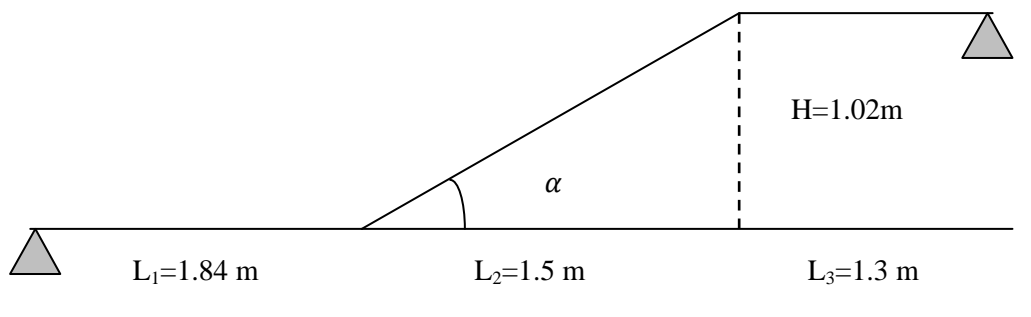


Fig.III.3.2 : Dimensions de l'escalier à 3 volées

## b) Pré dimensionnement de paillasse et du palier

hauteur des marches	$13\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm}$	$h = 17\text{cm}$
Nombre des contre marches	$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$	Volée 1 et 3 : $n = 6$ contre marche Volée 2 : $n = 6$ contre marche
Le nombre des marches	$m = n - 1$	$m = 5$ marches
Girant	$28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$	$g = 30\text{cm}$

## La loi de BLONDEL

Elle consiste en une relation empirique qui lie  $h$  et  $g$  et qui permet de concevoir un escalier ou on se déplace de façon confortable.

$$60\text{cm} \leq g + 2h \leq 64\text{cm} \quad \longrightarrow \quad 30 + 2 * 17 = 64\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

## c) Dimensionnement de la paillasse

$\tan \alpha$	$\alpha$	$\cos \alpha$	$L'$	$L_0$
$\frac{H}{L} = \frac{102}{150} = 0.68$	34.22	0.83	$\frac{L_2}{\cos \alpha} = \frac{150}{0.83} = 180.72$	$L_1 + L' + L_3 = 184 + 180.72 + 130 = 494.72$
$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \rightarrow 16.49\text{cm} \leq e_p \leq 24.74\text{cm}$				
Epaisseur de volée : $e_p = 20\text{cm}$			Epaisseur de palier : $e_p = 20\text{cm}$	

## d) Détermination des charges et des surcharges

## • Palier

Charges permanentes G kN/m	Poids propre $G=25*0.20*1=5$	$G_T=6.64$ kN/m
	Revêtement $G= 1x (0.44+0.4+0.36+0.44)= 1.64$	
Les charges d'exploitations kN/m Q	$Q_T=2.5\text{kN/m}$	

## • Volée

		Charges permanentes G kN/m	Les charges d'exploitations kN/m Q
Poids de la paillasse	$\frac{25 * e_p}{\cos \alpha} = 6.02$	$G_T=10.01\text{ kN/m}$	$Q_T=2.5\text{kN/m}$
Poids des marches	$25 * \frac{h}{2} = 2.13$		
Carrelages	0.44		
Mortier de pose	0.40		
Couche de sables	0.36		
Poids propre du garde corps	0.22		
Enduit de ciment	0.44		

## e) Combinaison de charges et surcharges

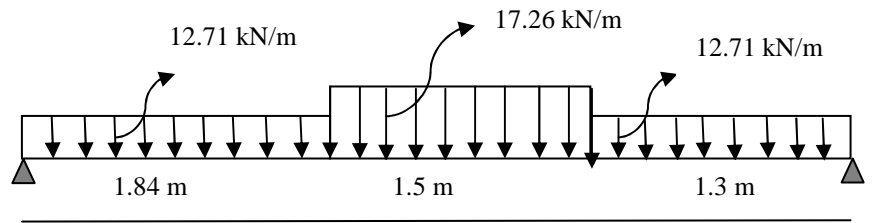
Combinaison G+Q	ELU	ELS
Palier	$Q_u=12.71\text{ kN/m}$	$Q_s=9.14\text{ kN/m}$
Volée (paillasse)	$Q_u=17.26\text{ kN/m}$	$Q_s=12.51\text{ kN/m}$

On prend l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.

III.3.3.Calcul à l'ELU

a) Réactions d'appuis

RA	32.50 kN/m
RB	33.29 kN/m



b) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant

Fig. III.3.3 : schéma statique du chargement de l'escalier à l'ELU

• Efforts tranchants

tronçons	Expressions	X(m)	T(x) kN	Schéma
$0 \leq x \leq 1.84$	$T(x) = 32.5 - 12.71x$	X=0	T=32.5	
		X=1.84	T=9.11	
$1.84 \leq x \leq 3.34$	$T(x) = 40.86 - 17.26x$	X=1.84	T=9.11	
		X=3.34	T=-16.78	
$0 \leq x \leq 1.3$	$T(x) = -33.29 + 12.71x$	X=0	T=-33.29	
		X=1.3	T=-16.78	

• Le moment fléchissant

tronçons	Expressions	X(m)	M(x) kNm
$0 \leq x \leq 1.84$	$M_z = 32.5x - 6.36x^2$	X=0	M=0
		X=1.84	M=38.27
$1.84 \leq x \leq 3.34$	$M_z = -8.63x^2 + 40.91x - 7.78$	X=1.84	M=38.27
		X=3.34	M=32.58
$0 \leq x \leq 1.3$	$M_z = 33.29x - 6.36x^2$	X=0	M=0
		X=1.3	M=32.53

Remarque

Pour tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs

$$\frac{dM_{u_x}}{d_u} = \frac{d(-8.63x^2 + 40.91x - 7.78)}{d_u} = -17.26x + 40.91 = 0 \quad \longrightarrow \quad x = 2.37$$

$$M_z^{\max} = 40.70 \text{ kNm}$$

- Aux appuis :  $M_{ua} = -0.3M_z^{\max} = -12.21 \text{ kNm}$
- En travées :  $M_{ut} = 0.85M_z^{\max} = 34.60 \text{ kNm}$

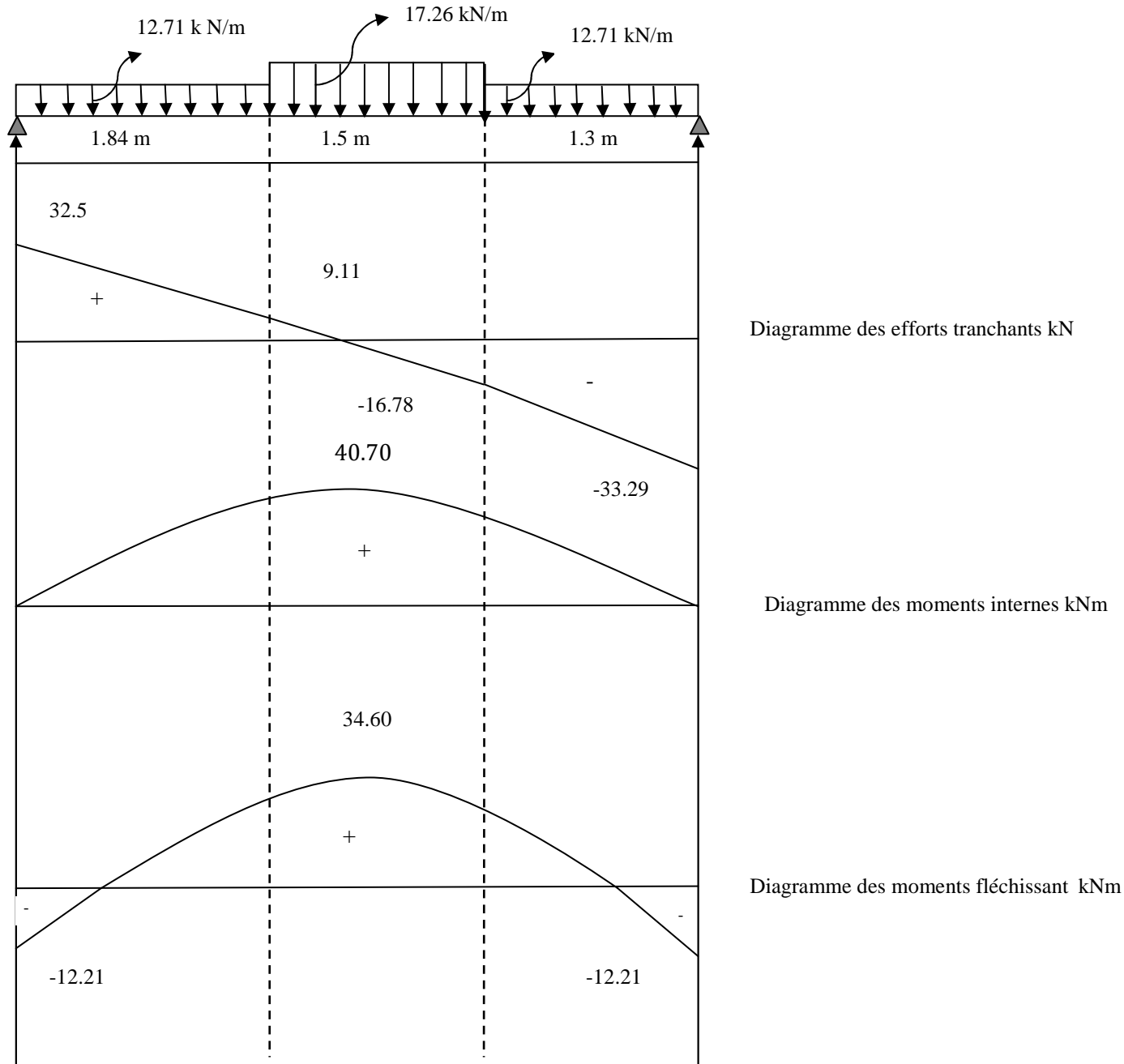


Fig.III .3.4 : Diagrammes des moments et efforts tranchants à l'ELU

**c) Ferrailage**

Le calcul se fera pour une bande de 1m en flexion simple pour cela en utilise les résultats des moments et des efforts calculés précédemment

• **armatures principale**

Travée	$\mu = \frac{Mu^t}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{34.60 * 10^3}{100 * 18^2 * 14.2} = 0.0752$	$\beta = 0.735$	$A_t = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_{st}} = \frac{34.60 * 10^3}{0.735 * 18 * 348} = 7.52cm^2$	0.0752 < 0.392 SSA At = 5HA14=7.70cm2 Espacement St=20cm
Appuis	$\mu = \frac{Mu^a}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{12.21 * 10^3}{100 * 18^2 * 14.2} = 0.0265$	$\beta = 0.794$	$A_a = \frac{M_a}{\beta * d * \sigma_{st}} = \frac{12.21 * 10^3}{0.794 * 18 * 348} = 2.45cm^2$	0.0265 < 0.392 SAA Aa = 4HA10=3.14cm2 Espacement St=25cm

• **Armatures de répartition**

travée	$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.93cm^2$	At = 7HA10=5.50cm2 Espacement St=15cm
appuis	$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78cm^2$	Aa = 7HA10=5.50cm2 Espacement St=15cm

**a) Vérifications à l'ELU**

**1. Condition de non fragilité [Art : A-4-2,1/BAEL91]**

$$A_{min} = 0.23b_0 * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 100 * 18 * \frac{2.1}{400} = 2.174cm^2$$

Travée	$A_t = 7.70cm^2 > 2.174cm^2$	Condition vérifiée
Appuis	$A_a = 3.14cm^2 > 2.174cm^2$	Condition vérifiée

**2. Espacement des barres : [Art : A-8-2-4 ; 2 /BAEL91]**

Armatures principales	Stmax ≤ min (3h, 33cm) = 33cm St = 20cm , St = 25cm	Condition vérifiée
Armatures de répartition	Stmax ≤ min (4h, 45cm) = 45cm St = 15cm	Condition vérifiée

**3. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement [Art : A6-1, 3/BAEL91]**

$\tau_{se}$	$\frac{Vu_{max}}{0.9 * d * \sum U_i} = \frac{33.29 * 10^3}{0.9 * 180 * (4 * 3.14 * 10)} = 1.64Mpa$	$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ Condition vérifiée Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales
$\bar{\tau}_{se}$	$\Psi_{se} = \Psi_s * f_{t28} = 1.5 * 2.1 = 3.15Mpa$	

**4. Vérification de l'effort tranchant : [Art : A-5-22/BAEL91]**

La fissuration peu nuisible, donc on doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{t28}, 5Mpa \right\} = 3.33Mpa$$

$$\tau_u = \frac{33.29 * 10^3}{1000 * 180} = 0.185Mpa < 3.33Mpa \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires le béton seul peut reprendre les efforts de cisaillements

**5. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis**

• **Influence sur le béton**

$$Vu^{max} \leq 0.267 * b * 0.9 * d * f_{c28} = 0.267 * 1 * 0.9 * 0.18 * 10^3 * 25 = 1081.35kN$$

$$Vu^{max} = 33.29 kN < 961.2kN \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Influence sur les armatures inférieures : (BAEL 91/ ArtA 5.1.313)**

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u^{max} + \frac{M_{max}}{0.9 * d} \right) = \frac{1.15}{400 * 10^{-1}} \left( 33.29 + \frac{-34.60}{0.9 * 0.18} \right) = -5.18cm$$

$$A = 7.70cm > -5.18cm \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**6. Ancrage des barres aux appuis**

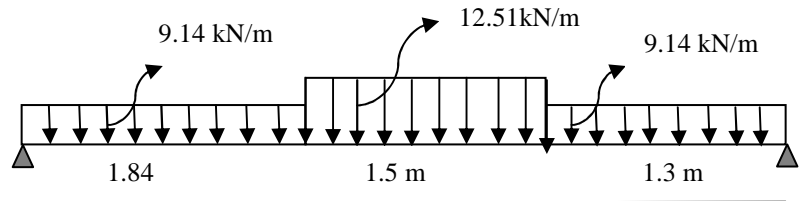
$l_s$	$\phi = 1,0cm$	$f_e = 400Mpa$	$\tau_{su} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28}$ $= 2.83Mpa$	$l_s = \frac{\phi}{4} * \frac{f_e}{4\tau_{su}} = 35.34mm$
-------	----------------	----------------	--------------------------------------------------	-----------------------------------------------------------

Pour les armatures comportant des crochets, on prend  $la = 0.4l_s = 0.4 \times 35.34 = 14.14cm$  on prend  $la = 15cm$  Pour HA FeE400 (ArtA.6.1.2.2, BAEL 91).

**III.3.4. Calcul à l'ELS**

**1. Réactions d'appuis**

RA	23.44 kN/m
RB	24.03 kN/m



**2. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

- Efforts tranchants :**

tronçons	Expressions	X(m)	T(x) kN	Schéma
$0 \leq x \leq 1.84$	$T(x) = 23.44 - 9.14x$	X=0	T=23.44	
		X=1.84	T=6.62	
$1.84 \leq x \leq 3.34$	$T(x) = 29.64 - 12.51x$	X=1.84	T=6.62	
		X=3.34	T= -12.15	
$0 \leq x \leq 1.3$	$T(x) = -24.03 + 9.14x$	X=0	T=-24.03	
		X=1.3	T=-12.15	

- Le moment fléchissant**

tronçons	Expressions	X(m)	M(x) kNm
$0 \leq x \leq 1.84$	$M_z = 23.44x - 4.57x^2$	X=0	M=0
		X=1.84	M=27.65
$1.84 \leq x \leq 3.34$	$M_z = -6.26x^2 + 29.66x - 5.75$	X=1.84	M=27.65
		X=3.34	M=23.48
$0 \leq x \leq 1.3$	$M_z = 24.02x - 4.57x^2$	X=0	M=0
		X=1.3	M=23.51

$$\frac{dMu_x}{d_u} = \frac{d-6.26x^2+29.66x-5.75}{d_u} = -12.52x + 29.66 = 0 \longrightarrow x = 2.37m$$

$$M_z^{max} = 29.38 \text{ KNm}$$

- Aux appuis :  $M_{sa} = -0.3M_z^{max} = -8.81 \text{ KNm}$
- En travées :  $M_{st} = 0.85M_z^{max} = 24.97 \text{ KNm}$

## b) Vérification a l'ELS

### 1. la contrainte de compression dans le béton

La fissuration étant peu nuisible Il faut vérifier :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} \leq f_{bc} = 0.6f_{cj} = 15 \text{ Mpa}$

parameters	$\mu$	$\beta$	K	$\sigma_{bc}$	
travee	$\frac{M_s}{b_0 * d^2 * \sigma_{st}} = 0.0022$	0.922	49.10	7.08 Mpa < 15Mpa	CV
appui	$\frac{M_a}{b_0 * d^2 * \sigma_{st}} = 0.0008$	0.984	297.5	1.17 Mpa < 15Mpa	CV

### 2. Etat limite d'ouverture des fissures

Aucune vérification à faire car l'élément est couvert par conséquent, la fissuration est peu nuisible (Art : B.6.3/BAEL91).

### 3. Vérification de la flèche

On peut disposer du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

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

1 <sup>er</sup> condition	$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} = 0.043 < 0.062$	C non v	alors le calcul de la flèche est indispensable
2 <sup>eme</sup> condition	$\frac{h}{L} > \frac{1}{10} * \frac{M_t^{ser}}{M_0} = 0.043 < 0.085$	C non v	
3 <sup>eme</sup> condition	$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0043 < 0.0105$	cv	

- **Calcul des paramètres**

$S_{xx}$	$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + nAu^t d = \frac{100 * 20^2}{2} + 15 * 7.7 * 18 = 22079 \text{ cm}^3$	$22079 \text{ cm}^3$
$B_0$	$B_0 = B + nAu^t = 100 * 20 + 15 * 7.7 = 2115.5 \text{ cm}^2$	$2115.5 \text{ cm}^2$
$y_1$	$\frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{22079}{2115.5} = 10.44$	$10.44 \text{ cm}$
$y_2$	$h - y_1 = 20 - 10.44 = 9.56 \text{ cm}$	$9.56 \text{ cm}$
$I_0$	$I_0 = \frac{b(y_1^3 + y_2^3)}{3} + nAu^t (y_2 - c)^2$ $= \frac{100(10.44^3 + 9.56^3)}{3} + 15 * 7.7(9.56 - 2)^2 = 73655.14 \text{ cm}^4$	$73655.14 \text{ cm}^4$

$$\text{Calcul de la flèche : } f = \frac{ql^4}{384 * E * I_0} \quad f = 0.1 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4640}{500} = 9.28 \text{ mm}$$

La flèche est admissible

### III.4 .Poutre palière

Etant donné que l'escalier a deux paliers de repos, la poutre palière sera brisée partiellement encastrée dans les poteaux.

#### III.4.1.Calcul de la poutre palière ELU

##### a) Pré dimensionnement

L	H	b	Vérification
L=555-45=510cm	$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$	$0.4h \leq b \leq 0.7h$	h=45>30 condition vérifiée
			b=30>20 condition vérifiée

Avec :

- h : hauteur de la poutre,
- b : largeur de la poutre,
- L : portée maximum entre nus d'appuis.

Donc la poutre palière et de section (30x45)

##### b) Détermination des Charges et surcharges

Elle est soumise à son poids propre, aux réactions du palier et aux poids du mur intérieur ( $G_{mi} = 1.3 \text{ kN/m}^2$ )

	A	C	B	
			Pt 1	Pt2
Poids propre de la poutre	$G=0.3 \times 0.45 \times 25 = 3.375 \text{ kN/ml}$	$G=0.3 \times 0.45 \times 25 = 3.375 \text{ kN/ml}$	$G=0.3 \times 0.45 \times 25 \times \frac{1}{\cos 34.22} = 4.08 \text{ kN/ml}$	
Chargement dû aux réactions du palier	$T_U = 33.29 \text{ kN/ml}$	$T_U = 33.29 \text{ kN/ml}$	$T_U = 0$	
Chargement dû au poids du mur intérieur	$G = 1.3 \times 1.59 = 2.07 \text{ kN/ml}$	$G = 1.3 \times 0.57 = 0.74 \text{ kN/ml}$	$G = 2.07 \text{ kN/ml}$	$G = 0.74 \text{ kN/ml}$

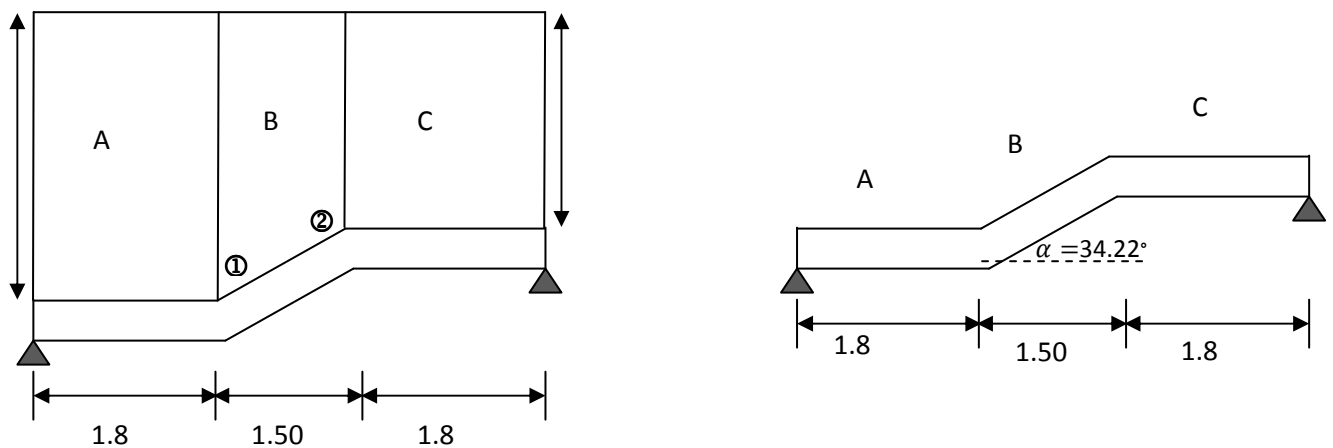


Fig. III.4.1 : Schéma statique déterminant les démenions de la poutre palière

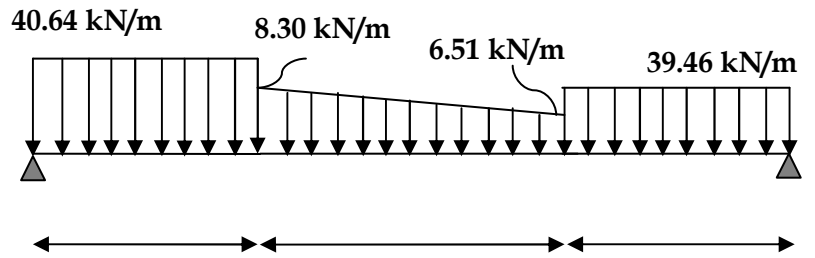
**c) Calcul des efforts internes**

**1. Combinaison de charges à l'ELU**

Partie A		$q_u = 1.35(3.375 + 2.07) + 33.29 = 40.64 \text{ kN/ml}$
Partie C		$q_u = 1.35(3.375 + 0.74) + 33.29 = 39.46 \text{ kN/ml}$
Partie B	PT 1	$q_u = 1.35(4.08 + 2.07) + 0 = 8.30 \text{ kN/ml}$
	PT 2	$q_u = 1.35(4.08 + 0.74) + 0 = 6.51 \text{ kN/ml}$

**2. Calcul des réactions d'appuis**

RA	81.1 kN/m
RB	79.1 kN/m



**Fig III.4.2 : Schéma statique de la poutre**

**3. Efforts tranchants**

tronçons	Expressions	X(m)	T(x) (kN)	Schéma
$0 \leq x \leq 1.8$	$T(x) = 81.1 - 40.64x$	X=0	T=81.1	
		X=1.8	T=7.95	
$1.8 \leq x \leq 3.3$	$T(x) = 27.14 - 10.66x$	X=1.8	T=7.95	
		X=3.3	T=-8.06	
$0 \leq x \leq 1.8$	$T(x) = -79.1 + 39.5x$	X=0	T=-79.77	
		X=1.8	T=-8.06	

**4. Le moment fléchissant**

tronçons	Expressions	X(m)	M(x) kNm
$0 \leq x \leq 1.8$	$M_z = 81.1x - 20.32x^2$	X=0	M=0
		X=1.8	M=80.14
$1.8 \leq x \leq 3.3$	$M_z = -6.01x^2 + 29.59x + 46.36$	X=1.8	M=80.14
		X=3.3	M=78.56
$0 \leq x \leq 1.8$	$M_z = 79.1x - 19.73x^2$	X=0	M=0
		X=1.8	M=78.45

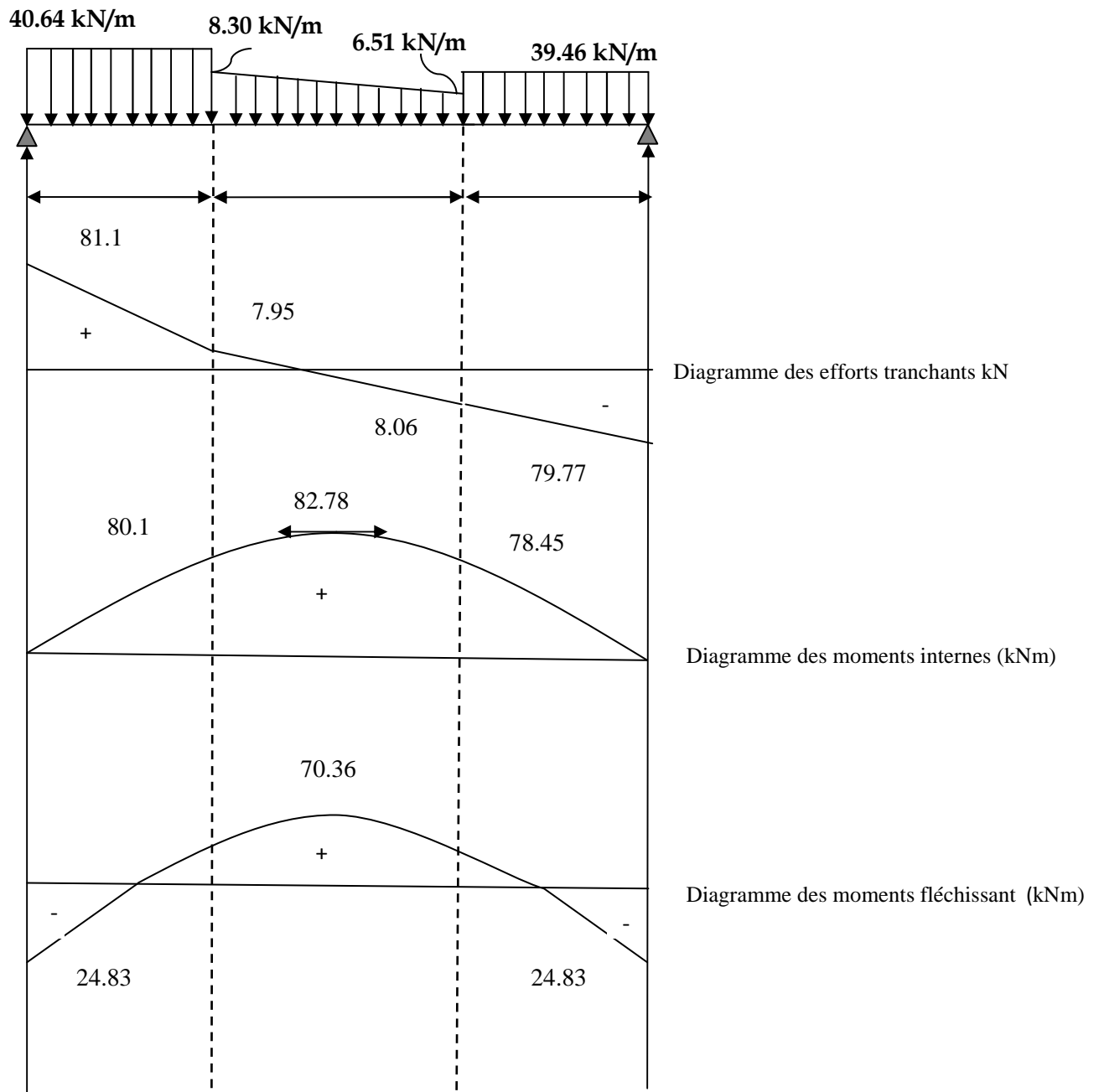
**Remarque**

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie  $M_z^{max}$  par des coefficients réducteurs

$$\frac{dM_{ux}}{d_u} = \frac{d=-6.01x^2+29.59x+46.36}{d_u} = -12.02x + 29.59 = 0 \longrightarrow x = 2.46$$

$$M_z^{max} = 82.78 \text{ kNm}$$

- Aux appuis :  $M_{ua} = -0.3M_z^{max} = -24.83 \text{ kNm}$
- En travées :  $M_{ut} = 0.85M_z^{max} = 70.36 \text{ kNm}$



**Fig.III .4.3 :** Diagrammes des moments et efforts tranchants à l'ELU

**d) Ferrailage**

- armatures principale

Travée	$\mu = \frac{Mu^t}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{70.36 * 10^3}{30 * 43^2 * 14.2} = 0.089$	$\beta = 0.953$	$A_t = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_{st}} = \frac{70.36 * 10^3}{0.953 * 43 * 348} = 4.93cm^2$	0.089 < 0.392 <b>SSA</b> At = 3HA16=6.03cm <sup>2</sup> Espacement St=20cm
Appuis	$\mu = \frac{Mu^a}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{24.83 * 10^3}{30 * 43^2 * 14.2} = 0.030$	$\beta = 0.985$	$A_a = \frac{M_a}{\beta * d * \sigma_{st}} = \frac{24.29 * 10^3}{0.985 * 43 * 348} = 1.65cm^2$	0.030 < 0.392 <b>SAA</b> Aa = 3HA12=3.39cm <sup>2</sup> Espacement St=25cm

**e) Vérifications à l'ELU**

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

$$A_{min} = 0.23b_0 * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 30 * 43 * \frac{2.1}{400} = 1.56 cm^2$$

Travée	$A_t = 6.03cm^2 > 1.56cm^2$	Condition vérifiée
Appuis	$A_a = 3.39cm^2 > 1.56cm^2$	Condition vérifiée

**2. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (Art : A6-1, 3/BAEL91)**

$\tau_{se}$	$\frac{Vu_{max}}{0.9 * d * \sum U_i} = \frac{81.1 * 10^3}{0.9 * 430 * (3 * 3.14 * 12)} = 1.85Mpa$	$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ Condition vérifiée Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales
$\bar{\tau}_{se}$	$\Psi_{se} = \Psi_s * f_{t28} = 1.5 * 2.1 = 3.15Mpa$	

**3. Vérification de l'effort tranchant : (Art : A-5-22/BAEL91)**

La fissuration peu nuisible, donc on doit vérifier :  $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{t28}, 5Mpa \right\} = 3.33Mpa$

$$\tau_u = \frac{81.1 * 10^3}{430 * 300} = 0.63Mpa < 3.33Mpa \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**4. Ancrage des barres aux appuis**

Longueur de scellement	$\phi = 1,2cm$	$f_e = 400Mpa$	$\tau_{su} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28} = 2.83Mpa$	$l_s = \frac{\phi}{4} * \frac{f_e}{4\tau_{su}} = 42.40mm$ On prend $l_s = 45 mm$
------------------------	----------------	----------------	---------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------

Pour les armatures comportant des crochets, on prend :  $l_a = 0.4l_s = 0.4 * 45 = 18 cm$  pour HA FeE400 (ArtA.6.1.2.2, BAEL 91)

**5. Calcul des armatures transversales (Art 7.2.21/BAEL91)**

$$\phi \leq \min \left[ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{max} \right] \longrightarrow \min \left[ \frac{450}{35}, \frac{300}{10}, 12 \right] = 12 mm$$

On prend : 2HA8=1.01 cm<sup>2</sup> Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de  $\phi = 8cm$

- **Espacement des armatures transversales**

$$S_t \leq \min(0.9d, 40cm) = \min(38.7, 40) = 38.7cm \quad (\text{Art5.1.23/ BEAL91})$$

- **Exigences du RPA pour les aciers transversales : (Art 7.5.2.2/RPA2003)**

<b>Zone nodale</b>	$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\phi, 30 \right\} = \min \{ 11.25, 14.4, 30 \} = 11.25cm$
<b>Zone courante</b>	$St \leq \frac{h}{2} = 22.5 cm$ on prend St=20 cm

### 6. Les armatures transversales minimales

$$A_{\min} = 0.003S_t * b = 0.003 * 20 * 30 = 1.8 \text{ cm}^2$$

### III.4.2. Calcul de la poutre palière ELS

#### a) Détermination des Charges et surcharges

	A	C	B	
			Pt 1	Pt2
Poids propre de la poutre	$G=0.3 \times 0.45 \times 25 = 3.375 \text{ kN/ml}$	$G=0.3 \times 0.45 \times 25 = 3.375 \text{ kN/ml}$	$G=0.3 \times 0.45 \times 25 \times \frac{1}{\cos 34.22} = 4.08 \text{ kN/ml}$	
Chargement dû aux réactions du palier	$T_s = 24.03 \text{ kN/ml}$	$T_s = 24.03 \text{ kN/ml}$	$T_U = 0$	
Chargement dû au poids du mur intérieur	$G = 1.3 * 1.59 = 2.07 \text{ kN/ml}$	$G = 1.3 * 0.57 = 0.74 \text{ kN/ml}$	$G = 2.07 \text{ kN/ml}$	$G = 0.74 \text{ kN/ml}$

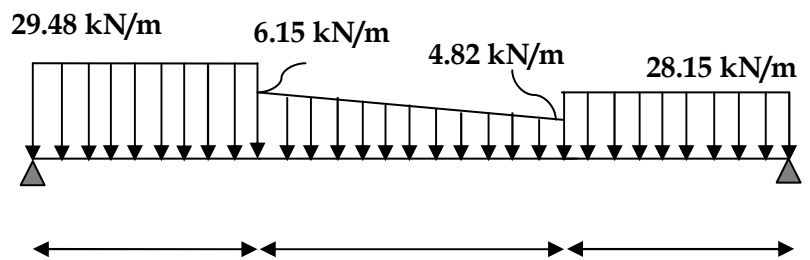
#### b) Combinaison de charges à L'ELS

Partie A		$q_u = (3.375 + 2.07) + 24.03 = 29.48 \text{ kN/ml}$
Partie C		$q_u = (3.375 + 0.74) + 24.03 = 28.15 \text{ kN/ml}$
Partie B	PT 1	$q_u = (4.08 + 2.07) + 0 = 6.15 \text{ kN/ml}$
	PT 2	$q_u = (4.08 + 0.74) + 0 = 4.82 \text{ kN/ml}$

#### c) Calcul des réactions d'appuis

RA	58.79 kN/m
RB	56.79 kN/m

Fig. III.4.4 : Schéma statique de la



#### d) Le moment fléchissant

tronçons	Expressions	X(m)	M(x) kNm
$0 \leq x \leq 1.8$	$M_z = 58.79x - 14.74x^2$	X=0	M=0
		X=1.8	M=58.1
$1.8 \leq x \leq 3.3$	$M_z = -4.43x^2 + 21.79x + 33.34$	X=1.8	M=58.1
		X=3.3	M=56.7
$0 \leq x \leq 1.8$	$M_z = 56.79x - 14.07x^2$	X=0	M=0
		X=1.8	M=56.63

**e) Efforts tranchants**

tronçons	Expressions	X(m)	T(x) kN	Schéma
0 ≤ x ≤ 1.8	T(x) = 58.79 - 29.48x	X=0	T=58.79	
		X=1.8	T=5.73	
1.8 ≤ x ≤ 3.3	T(x) = -7.92x + 19.89	X=1.8	T=5.68	
		X=3.3	T=-6.25	
0 ≤ x ≤ 1.8	T(x) = -56.79 + 28.15x	X=0	T=-56.79	
		X=1.8	T=-6.12	

**Remarque**

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie  $M_z^{max}$  par des coefficients réducteurs

$$\frac{dM_{u_x}}{d_u} = \frac{d(-4.43x^2 + 21.79x + 33.34)}{d_u} = -8.86x + 21.79 = 0 \quad \longrightarrow \quad x = 2.46$$

$$M_z^{max} = 60.13 \text{ kNm}$$

- Aux appuis :  $M_{ua} = -0.3M_z^{max} = -18.04 \text{ kNm}$
- En travées :  $M_{ut} = 0.85M_z^{max} = 51.11 \text{ kNm}$

**f) Vérification a l'ELS**

**1. la contrainte de compression dans le béton**

La fissuration étant peu nuisible

Il faut vérifier la contrainte dans le béton  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} \leq f_{bc} = 0.6f_{cj} = 15 \text{ Mpa}$

parameters	$\rho$	$\beta$	K	$\sigma_{bc}$	
travée	$\frac{100A_t}{b_0 * d} = 0.467$	0.896	33.31	10.44Mpa < 15Mpa	CV
appui	$\frac{100A_a}{b_0 * d} = 0.262$	0.918	46.36	7.51Mpa < 15Mpa	CV

**2. Etat limite d'ouverture des fissures**

Aucune vérification à faire car l'élément est couvert par conséquent, la fissuration est peu nuisible (Art : B.6.3/BAEL91).

### 3. Vérification de la flèche

On peut disposer du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

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

1 <sup>er</sup> condition	$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} = 0.088 > 0.0625$	Condition vérifiée
2 <sup>ème</sup> condition	$\frac{h}{L} > \frac{1}{10} * \frac{M t^{ser}}{M_0} = 0.088 > 0.085$	Condition vérifiée
3 <sup>ème</sup> condition	$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0047 < 0.0105$	Condition vérifiée
<b>Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire</b>		

### III.5. Calcul du balcon

Le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive avec un garde corps de hauteur  $h = 1$  m en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

Les balcons à calculer sont à dalle pleine d'épaisseur  $e = 15$  cm qui a pour dimensions :

Largeur = 1.4 m

Longueur = 5.6 m

#### III.5.1. Détermination des charges et surcharges

##### a) Charge permanente

##### Garde de corps

Charges permanentes concentrées poids du corps creux	Epaisseur(m)	Poids (kN/ml)
Murs en briques creuses	0.10	0,90
Mortier de pose	2x0.02	0.44x2=0.88
		<b><math>G_1 = 1.78\text{kN/ml}</math></b>

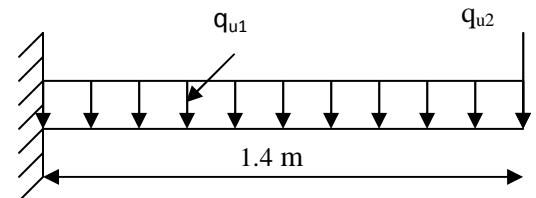


Fig. III.5.1. Schéma statique du balcon

La charge permanente de la dalle est de  $5.39\text{kN/m}^2$

##### b) Surcharge d'exploitation $Q = 3,5\text{kN/ml}$

**NB :** Le moment provoqué par la main courante sera négligé car le garde corps est en maçonnerie.

##### c) Combinaison des charges

Le balcon est calculé en flexion simple.

$$\text{ELU: } q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{Dalle : } q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = (1.35 \times 5.39) + (1.5 \times 3.5) = 12.53\text{kN/ml}$$

$$\text{Garde de corps : } g_u = 1.35 \times 1.78 = 2.40\text{kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q = G + Q$$

$$\text{Dalle : } q_s = G + Q = 5.39 + 3.5 = 8.89\text{kN/ml}$$

$$\text{Garde de corps : } g = 1.78 = 1.78\text{kN/ml}$$

#### III.5.2. Calcul du moment d'encastrement

La section dangereuse étant au niveau d'encastrement, le moment est égale à :

## a) ELU

- Moment provoqué par la  $q_u$

$$M_{qu} = \frac{-q_u \times l^2}{2} = \frac{-12.53 \times 1.40^2}{2} = -12.28 \text{ kN.m}$$

- Moment provoqué par la charge  $g_u$

$$M_{gu} = -g_u \times l = -2.4 \times 1.40 = -3.36 \text{ kN.m}$$

- Le moment total

$$M_u = M_{qu} + M_{gu} = -15.64 \text{ kN.m}$$

## b) ELS

- Moment provoqué par la charge  $q_s$

$$M_{qs} = \frac{-q_s \times l^2}{2} = \frac{-8.89 \times 1.40^2}{2} = -8.71 \text{ kN.m}$$

- Moment provoqué par la charge «  $G_{1u}$  » :

$$M_{gs} = -g_s \cdot l = -1.78 \times 1.40 = -2.49 \text{ kN.m}$$

Le moment total est :  $M_s = M_{qs} + M_{gs} = -11.2 \text{ kN.m}$

## III.5.3) Calcul des armatures à L'ELU

$$M_u = 15.64 \text{ kN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 13 \text{ cm}$$

## a) Armatures principal

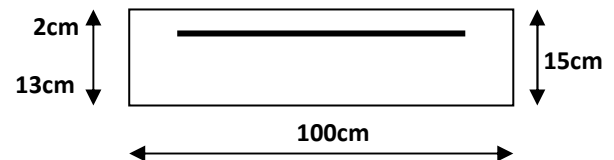
$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{15.64 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.065$$

$$\mu = 0.065 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu = 0.065 \Rightarrow \beta = 0.966$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{15.64 \times 10^5}{0.966 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 3.58 \text{ cm}^2$$

Soit une section de  $4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $S_r = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$



## b) Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit une section de 3HA10=2.35cm<sup>2</sup> avec un espacement St=30cm

### III.5.4. Vérifications à l'ELU

#### a) Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.2.1/BAEL 91)

$$A_{\min} = 0.23 b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} = 1.57 \text{cm}^2$$

$$A_s = 4.52 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1.45 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

#### b) Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$V_u = q_u \times l + g_u = 12.53 \times 1.4 + 2.40 \times 1 = 19.94 \text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{19.94 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.15 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right\} = 2.5 \text{MPa} \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0.15 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

#### c) Vérification de l'adhérence des barres (Art A.6.1,3/BAEL91)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72 \text{mm}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{19.94 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 150.72} = 1.13 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.13 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

#### d) Ancrage des barres

la longueur de scellement droit est donnée par la loi

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.84} = 422.53 \text{ mm} \quad \text{soit } l_s = 45 \text{ cm}$$

La longueur de recouvrement d'après le BAEL91(ArtA.6.1,253) est fixée pour les aciers

$$\text{HA : } l_a = 0.4 l_x$$

$$l_a = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

### e) Vérification d'écartement des barres

- armatures principales  
St=25cm ≤ min {3h ; 33}=33.....condition vérifiée
- armatures de répartition  
St=30cm ≤ min {4h ; 45cm}=45cm..... condition vérifiée

## III.5.5. Vérification à l'ELS

### a) Vérification des contraintes dans le béton

$$\text{On a : } \mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0.075 \rightarrow \alpha = 0.0975$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{15.34}{10.98} = 1.4$$

$$\alpha = 0.0975 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.45 \quad \text{..... condition vérifiée}$$

### b) Vérification de la contrainte des aciers

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

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

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \left\{ 266.66, 201.63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0.351$$

$$\beta_1 = 0.908 ; K_1 = 39.35 \quad K = \frac{1}{K_1} = 0.025 \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{B_1 d A} = \frac{11.2 \times 10^3}{0.908 \times 13 \times 4.52} = 194.49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 194.49 < \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

### b) Contrainte du béton

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201.63}{39.35} = 5.12$$

$$\sigma_{bc} = 5.12 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

### c) Vérification de la flèche (BAEL.99/Art B.6.5.2)

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_e}{10M_0} \\ \frac{A_c}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{140} = 0.1071 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.1071 > \frac{M_s}{10 \times M_0} = 0.1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0035 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées. Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

### III.6. Dalle salle machine

La surface de la cabine est  $(1,30 \times 1,38 = 1.794 \text{ m}^2)$  ; la charge totale que le système de levage transmet est de 8 tonnes. ( $P = 80 \text{ kN}$ )

#### III.6.1. Calcul de la dalle pleine

- épaisseur de la dalle

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :  $h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{130}{30} = 4.33 \text{ cm}$

le RPA 2003 exige une hauteur  $h_t \geq 12 \text{ cm}$  ; on adopte une hauteur  $h_t = 15 \text{ cm}$ .

#### III.6.2. Mode de fonctionnement du panneau

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,30}{1,38} = 0,94 \quad 0,4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

(On considère au milieu de chaque portée une bande d'un mètre de largeur)

#### III.6.3. Calcul les moments de flexion sous charges uniformément réparties

- Etat limite ultime (ELU)  $v = 0$

$$\rho = 0,94 \rightarrow \mu_x = 0,0419 \text{ et } \mu_y = 0,864$$

Poids de la dalle :  $G = (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) \times 1 \text{ ml} = 4,85 \text{ kN/ml}$ .

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

$$q_u = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8,0475 \text{ kN/ml}$$

$$M_{u_{x1}} = 0,0419 \times (8,0475) \times (1,3)^2 = 0,57 \text{ kN.m}$$

$$M_{u_{y1}} = 0,864 \times 0,57 = 0,49 \text{ kN.m}$$

- Etat limite de service (ELS)  $v = 0,2$

$$\rho = 0,94 \rightarrow \mu_x = 0,0491 \text{ et } \mu_y = 0,906$$

$$q_s = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ kN/ml}$$

$$M_{s_{x1}} = 0,0491 \times (5,85) \times (1,3)^2 = 0,48 \text{ kN.m}$$

$$M_{s_{y1}} = 0,906 \times 0,48 = 0,43 \text{ kN.m}$$

#### III-6-4) Calcul les moments de flexion sous charge localisée :

$$M_x = P.(M_1 + v.M_2)$$

$$M_y = P.(v.M_1 + M_2)$$

$M_1, M_2$  coefficients donnés par des abaques de Pigeaud en fonction de  $\rho_x$  et des rapports  $\frac{U}{l_x}$  et  $\frac{V}{l_y}$

$U$  et  $V$  cotés du rectangle sur lesquels la charge  $P$  s'applique, compte tenu de la diffusion à  $45^\circ$  dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

$$U = U_0 + 2 k . e + h_t$$

avec  $e$ : épaisseur de revêtement ( $e = 5 \text{ cm}$ )

$$V = V_0 + 2 k . e + h_t$$

$k = 1$  (revêtement en béton)

$$\underline{\text{A.N}} : U = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

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

$$\frac{U}{l_x} = \frac{105}{130} = 0,81 \quad \text{Et} \quad \frac{V}{l_y} = \frac{105}{138} = 0,76$$

Après interpolation on aura :  $M_1 = 0,063$  et  $M_2 = 0,048$

- Etat limite ultime (ELU)  $v = 0$

$$P_u = 1,35 \times 80 = 108 \text{ KN}$$

$$M_{ux2} = P_u \cdot M_1 = 108 \times 0,063 = 6.80 \text{ kN.m}$$

$$M_{uy2} = P_u \cdot M_2 = 108 \times 0,048 = 5.18 \text{ kN.m}$$

- **Etat limite de service (ELS)  $v=0.2$**

$$P_s = 80 \text{ kN.}$$

$$M_{sx2} = P_s \cdot (M_1 + v \cdot M_2) = 80 \times (0,063 + 0,2 \times 0,048) = 5,81 \text{ kN.m}$$

$$M_{sy2} = P_s \cdot (M_2 + v \cdot M_1) = 80 \times (0,048 + 0,2 \times 0,063) = 4.85 \text{ kN.m}$$

### Superposition des moments

- **ELU**

$$M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 0,57 + 6.80 = 7.37 \text{ kN.m}$$

$$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 0,49 + 5.18 = 5.67 \text{ kN.m}$$

- **ELS**

$$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 0,48 + 5.81 = 6.29 \text{ kN.m}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0,43 + 4.85 = 5.28 \text{ kN.m}$$

### Remarque

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munis en leurs effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

- **En travée**

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 7.37 = 6.26 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 5.67 = 4.82 \text{ KN.m}$$

- **En appuis**

$$M_x^a = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 7.37 = 2.21 \text{ kN.m}$$

$$M_y^a = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 5.67 = 1.70 \text{ kN.m}$$

### III-6-5) Calcul de la section d'armature

#### Sens x-x

##### a) En travée

$$\mu_b = \frac{M_x t}{b \cdot d_x^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6.26 \cdot 10^3}{100.13^2 \cdot 14,2} = 0,026 < \mu_i = 0,392 \text{ (S.S.A)} \Rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_t = \frac{M_x t}{\beta \cdot d_x \cdot \sigma_{st}} = \frac{6.26 \cdot 10^3}{0,987 \cdot 13 \cdot 348} = 1.40 \text{ cm}^2.$$

On opte pour:  $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ . Avec  $St = 25 \text{ cm}$ .

##### b) En appuis

$$\mu_b = \frac{M_x a}{b \cdot d_x^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2,21 \cdot 10^3}{100.13^2 \cdot 14,2} = 0,009 < \mu_i = 0,392 \text{ (S.S.A)} \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_a = \frac{M_x a}{\beta \cdot d_x \cdot \sigma_{st}} = \frac{2,21 \cdot 10^3}{0,995 \cdot 13 \cdot 348} = 0.49 \text{ cm}^2.$$

On opte pour:  $A_a = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ . Avec  $St = 25 \text{ cm}$ .

#### Sens y-y

##### a) En travée

$$d_y = d_x - \left( \frac{\phi_x + \phi_y}{2} \right) = 12 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_y t}{b \cdot d_y^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4.82 \cdot 10^3}{100.12^2 \cdot 14,2} = 0,024 < \mu_i = 0,392 \text{ (S.S.A)} \Rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_t = \frac{M_y t}{\beta \cdot d_y \cdot \sigma_{st}} = \frac{4.82 \cdot 10^3}{0,988 \cdot 12 \cdot 348} = 1,17 \text{ cm}^2.$$

On opte pour:  $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ . Avec  $St = 25 \text{ cm}$ .

**b) En appuis**

$$\mu_b = \frac{My_a}{b \cdot d \cdot y^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1.7 \cdot 10^3}{100 \cdot 12^2 \cdot 14,2} = 0,008 < \mu_i = 0,392 \text{ (S.S.A)} \quad \mu_b = 0,008 \Rightarrow \beta = 0,996$$

$$A_a = \frac{My_a}{\beta \cdot d \cdot y \cdot \sigma_{st}} = \frac{1.7 \cdot 10^3}{0,996 \cdot 12 \cdot 4,348} = 0,39 \text{ cm}^2.$$

On opte pour:  $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ . Avec  $St = 25 \text{ cm}$ .

**III.6.6. Vérification à L'ELU****a) L'espaceur**

La fissuration est non préjudiciable.

L'espaceur entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

**Direction principale**

$$St \leq \min \{2 \cdot h; 25 \text{ cm}\}$$

$$St = 20 \text{ cm} < \min \{30 \text{ cm}, 25 \text{ cm}\} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**Direction secondaire**

$$St < \min \{3 \cdot h; 33 \text{ cm}\}$$

$$St = 20 \text{ cm} < \min \{45 \text{ cm}, 33 \text{ cm}\} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**b) Diamètre maximal des barres (Art A-7.2,1 BAEL91)**

$$\varphi_{\text{MAX}} \leq h/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}.$$

$$\varphi_{\text{MAX}} = 6 \text{ mm} \leq 15 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**c) Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91)****Direction principale**

$$W_x = W_0 \times (3 - \rho_x)/2 = 0.0008 \times (3 - 0.94)/2 = 0.000824.$$

$$A_{\text{min}} = W_x \times b \times h = 0.000824 \times 100 \times 15 = 1.24 \text{ cm}^2 < 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} < A_x^t \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**Direction secondaire**  $W_y = \frac{A_y}{b \times h} \geq W_0$ 

$$A_y \geq 0,8\% \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} < A_y^t \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**d) Vérification de la contrainte tangentielle**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de } U \Rightarrow T_{\text{max}} = \frac{Pu}{2U+V} = \frac{108}{3 \times 1,05} = 34.28 \text{ KN}.$$

$$\text{Au milieu de } V \Rightarrow T_{\text{max}} = \frac{Pu}{3U} = \frac{108}{3 \times 1,05} = 34.28 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot d} = \frac{34.28}{1 \times 0,13} = 263,69 \text{ KN/m}^2 = 0,26 \text{ MPa} < 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ MPa}.$$

Donc aucune armature de l'effort tranchant n'est requise.

**e) Vérification du poinçonnement**

$$Q_u = P_u = 80 \text{ KN}, U_c = 2(U+V) = 2 \times 2 \times 1.05 = 4.2 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{Q_u}{U_c \times d} = \frac{80000}{4200 \times 130} = 0.146 \text{ MPa} \leq 0.05 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.833 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de l'état limite de déformation du panneau

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{0.15}{1.3} = 0.11 > \frac{M_{tx}}{20M_x} = \frac{0.85}{20} = 0.04 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**Remarque :** Les conditions de déformation sont satisfaites, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

## II.6.7. Vérification à l'état limite de service

### a) En travée

$$M_{xt}=0,85 \quad M_x = 0.85 \times 6.28 = 5.338 \text{ kN.m}$$

$$M_{yt}=0,85 \quad M_y = 0.85 \times 5.28 = 4.488 \text{ kN.m}$$

### b) En appuis

$$M_{xa}=0,3 \quad M_x = 0.3 \times 6.28 = 1.884 \text{ kN.m}$$

$$M_{ya}=0,3 \quad M_y = 0.3 \times 5.28 = 1.5884 \text{ kN.m}$$

Zone	Sens	Ms(KN.m)	$\mu$	B	A (cm <sup>2</sup> )
En travée	X-X	5.338	0.022	0.989	1.19
Sur appuis	X-X	1.884	0.008	0.996	0.42
En travée	Y-Y	4.488	0.022	0.989	1.09
Sur appuis	Y-Y	1.584	0.008	0.996	0.38

**Le ferrailage adopté à l'ELU est suffisant.**

### Conclusion

La dalle de la salle machine sera ferrillée dans les deux sens comme suit

Lit inférieur : 4 HA10/ml avec un espacement  $e=25\text{cm}$ .

Lit supérieur : 4 HA8/ml avec  $e=25\text{cm}$ .

# CHAPITRE IV:

# VERIFICATION DES RESULTATS

## IV. VERIFICATION DES CONDITIONS DU RPA

Le règlement parasismique algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

On doit vérifier les conditions ci-dessous.

### IV.1. Justification du système de contreventement

charges sismique reprises par les portiques		
sens	xx	yy
%	26.9%	45.65%
charges sismique reprises par les voiles		
sens	xx	yy
%	73.10%	54.35%

#### Conclusion

Les voiles reprennent plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales et la quasi-totalité des sollicitations dues aux charges horizontales, donc d'après le RPA99/2003 le système de contreventement est constitué par des voiles porteurs en béton armé.

### IV.2. Vérification de l'effort tranchant à la base

Le calcul de l'effort tranchant se fait avec la méthode statique équivalente  $V = \frac{A \times B \times Q}{R} \times W$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone.

D : Facteur d'amplification dynamique de la structure.

Q : Facteur de qualité.

W : Poids totale de la structure en (kN)

#### IV.2.1. Coefficient d'accélération de zone (A)

Le coefficient (A) est donné par le tableau (4-1.RPA99/2003) Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

zone III	Groupe 2	<b>A=0.25</b>
----------	----------	---------------

#### IV.2.2. Coefficient de comportement de la structure (R)

Le coefficient (R) est donné par le tableau (4-3.RPA99/2003) en fonction du système de Contreventement (mixte portique /voile avec interaction) dont **R=5**.

#### IV.2.3. Facteur de qualité Q : $Q = \sum_{i=1}^6 P_q$

- **Q<sub>x</sub> : longitudinal**

Critère	Observé (oui ou non)	P <sub>q</sub>
Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0
Redondance en plan	oui	0
Régularité en plan	non	0.05
Régularité en élévation	oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0
$Q_x = 1 + (0+0+0.05+0+0+0) = 1.05$		

- **Q<sub>y</sub> : transversal**

Critère	Observé (oui ou non)	P <sub>q</sub>
Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0
Redondance en plan	oui	0
Régularité en plan	non	0.05
Régularité en élévation	oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0
$Q=1+(0+0+0.05+0+0+0) = 1.05$		

#### IV.2.4. Facteur d'amplification dynamique de la structure (D)

$$D = f(T_1, T_2, T_3) \leq 2.5$$

D	$2.5\eta$	$0 \leq T \leq T_2$
	$2.5 \eta \left[ \frac{T_2}{T} \right]^{0.67}$	$T_2 \leq T \leq 3s$
	$2.5 \eta = \left[ \frac{T_2}{T} \right]^{0.67} \left[ \frac{3}{T} \right]^{1.67}$	$T \geq 3s$

T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T	$\eta$
0.15s	0.50s	$T = c_t h_N^{0.75} = 0.57$	$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.76$
$D = 2.5 \eta \left[ \frac{T_2}{T} \right]^{0.67} = 1.74$		$T_2 \leq T \leq 3s$	
$D = f(0.15, 0.5, 0.57) \leq 2.5$			

Avec :

**T** : Période fondamentale de la structure.

**T<sub>2</sub>** et **T<sub>1</sub>** : Période caractéristique associée à la catégorie du site est donnée par le tableau (4.7. RPA99/ version 2003).

#### IV.3. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base (art4.3.6.RPA99/2003)

La résultante des forces sismiques à la base (VD) obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente VS.

- Le poids total de la structure vaut  $W=G+0.3Q=27876.9$  kN

$$V_{sx} = \frac{A \times D \times Q_x}{R} \times W = \frac{0.25 \times 1.74 \times 1.05}{5} \times 27876.9 = 2546.6 \text{ kN}$$

$$V_{sy} = \frac{A \times D \times Q_y}{R} \times W = \frac{0.25 \times 1.74 \times 1.05}{5} \times 27876.9 = 2546.6 \text{ kN}$$

Sens xx	$80\%V_{sx} = 2037.24 \text{ kN} < V_{DX} \text{ Robot} = 2173.81 \text{ kN}$	CV
Sens yy	$80\%V_{sy} = 2037.24 \text{ kN} < V_{DY} \text{ Robot} = 2139.64 \text{ kN}$	

#### IV.4. Vérification de l'excentricité

On doit vérifier :

$e_{y1}$  et  $e_{x1}$  : Excentricités accidentelles

$e_{y0}$  et  $e_{x0}$  : Excentricités théoriques

## IV.4.1. Tableau de l'excentricité

Etage	L <sub>X</sub>	L <sub>Y</sub>	e <sub>x1</sub>	e <sub>x0</sub>	e <sub>y1</sub>	e <sub>y0</sub>	vérification
Sous sols	21.55	16.55	1.08	0.30	0.83	0.35	$e_{x0} < 5\% L_X = e_{x1}$ $e_{y0} < 5\% L_Y = e_{y1}$  Condition Vérifiée
RDC	21.55	17.85	1.08	0.43	0.89	0.80	
Etage 1	21.55	19.05	1.08	0.25	0.95	0.34	
Etage 2	21.55	19.05	1.08	0.12	0.95	0.17	
Etage 3	21.55	19.05	1.08	0.12	0.95	0.18	
Etage 4	21.55	19.05	1.08	0.12	0.95	0.18	
Etage 5	21.55	19.05	1.08	0.12	0.95	0.18	
Etage 6	21.55	19.05	1.08	0.12	0.95	0.18	
Etage 7	21.55	19.05	1.08	0.14	0.95	0.44	

## IV.5. Vérification du déplacement latéral inter étage (art 4.4.3.RPA99/2003)

Le déplacement horizontal à chaque niveau de la structure est calculé comme suit  $\delta_K = K \delta_{ek}$

**Avec :**

$\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismiques

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à  $\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$  d'après le (art 5.10. RPA99/2003) le déplacement relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

## IV. 5.1. Tableau du déplacement latéral inter étage

Etage	$\delta_{KX}$ (cm)	$\delta_{KY}$ (cm)	$\Delta_{KX}$ (cm)	$\Delta_{KY}$ (cm)	1%h (cm)
Sous sol	0.1*5=0.5	0.1*5=0.5	/	/	3.06
RDC	0.5*5=2.5	0.5*5=2.5	2	2	4.08
1	0.9*5=4.5	0.9*5=4.5	2	2	3.06
2	1.3*5=6.5	1.3*5=6.5	2	2	3.06
3	1.7*5=8.5	1.8*5=9	2	2.5	3.06
4	2*5=10	2.2*5=11	1.5	2	3.06
5	2.4*5=12	2.7*5=13.5	2	2.5	3.06
6	2.8*5=14	3.1*5=15.5	2	2	3.06
7	3.1*5=15.5	3.4*5=17	1.5	1.5	3.06

**Conclusion**

Le déplacement relatif latéral d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne dépasse pas 1% de la hauteur d'étage.

## IV.6. Spécification pour les poteaux

(Art 7.4.3.1/ RPA99 version2003)

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :  $\nu = \frac{N_d}{bc \times f_{c28}} \leq 0.30$

$N_d$  : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous la combinaison

$G + Q \pm E$ .

$Bc$  : est l'aire (section brute) de cette dernière.

$f_{c28}$  : est la résistance caractéristique du béton à la compression.

Paramètres	Nd (kN)	bc	$\nu$
Poteau sous sol	1799.21	600 <sup>2</sup>	0.19 < 0.3 condition vérifiée

**IV.7. Déplacement maximal**

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{h_n}{500} \text{ On a :}$$

$\delta_x$	$0.020 < f = \frac{25.5}{500} = 0.05$	Condition vérifiée
$\delta_y$	$0.025 < f = \frac{25.5}{500} = 0.05$	

**IV.8. Justification vis-à-vis de l'effet P – Δ**

(Art 5.9 RPA99 version2003)

Les effets de 2<sup>o</sup> ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est

satisfaite à tous les niveaux  $\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$

Avec :

$P_k$  : Poids 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 d'étage « k »

Niveau	P (kN)	Sens X-X				Sens Y-Y			
		$\Delta_k$	$V_k$	$h_k$	$\theta_x$	$\Delta_k$	$V_k$	$h_k$	$\theta_y$
SS	2845.49	0.005	627.96	3.06	0.0074	0.005	809.35	3.06	0.0057
RDC	3269.72	0.02	501.24	4.08	0.032	0.02	499.05	4.08	0.032
1	3011.56	0.02	-2.74	3.06	-7.18	0.02	-96.43	3.06	-0.2
2	3183.74	0.02	-199.50	3.06	-0.10	0.02	-93.72	3.06	-0.22
3	2951.41	0.02	-128.19	3.06	-0.15	0.025	-72.70	3.06	-0.33
4	2963.6	0.015	-262.76	3.06	-0.06	0.02	-239.88	3.06	-0.08
5	2959.46	0.02	-373.39	3.06	-0.05	0.025	-359.15	3.06	-0.07
6	2885.43	0.02	-469.91	3.06	-0.04	0.02	-432.90	3.06	-0.04
7	3325.57	0.015	-810.28	3.06	-0.02	0.015	-804.68	3.06	-0.02

# CHAPITRE V: CALCUL DES POUTRES

## V. FERRAILAGE DES POUTRES

### V.1. Introduction

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Elles seront ferrillées en flexion simple sous la combinaison la plus défavorable ELU (1,35G+1.5Q) accidentelles (G+Q± E et 0,8G±E ) et puis on effectuera les vérifications à l'ELS.

### V.2. Recommandation du RPA

#### V.2.1. Armatures longitudinales

a) **Pourcentage total minimal**  $A_{\min} = 0.5\% \times b \times h$

Poutres principales :  $A_{\min} = 0.005 \times 50 \times 30 = 7.5 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires :  $A_{\min} = 0.005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$

b) **Pourcentage total maximal**

$A_{\max} = 4\% \times b \times h$  En zone courante

$A_{\max} = 6\% \times b \times h$  En zone de recouvrement

- **Poutres principales**

Zone courante :  $A_{\max} = 0.04 \times 50 \times 30 = 60 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement :  $A_{\max} = 0.06 \times 50 \times 30 = 90 \text{ cm}^2$

- **Poutres secondaires**

Zone courante :  $A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement :  $A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2$

### V.3. Étapes de calcul de ferrailage

- **Calcul du moment réduit à l'ELU**  $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$

Si  $\mu < \mu_l = 0.392$  : la section simplement armée (SSA)  $A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$  et  $A_{sc} = 0$

Si  $\mu > \mu_l$  la section est doublement armée (SDA)

On calcul le moment limite  $M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$  et  $\Delta M = M_u - M_l$

$$A_s = \frac{M_l}{\beta_l \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c)\sigma_s}$$

## V.3.1. Ferrailage des poutres principales file C

- Niveau 7 :  $b = 30 \text{ cm}$      $d = 47 \text{ cm}$      $h = 50 \text{ cm}$

appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	fbc (Mpa)	$\sigma_s$ (Mpa)	$\mu$	$\beta$	As	Amax	ferrailage adoptée	
								(cm <sup>2</sup> )		filantes	chapeaux
4	Sup	Cou	135,6	14,2	348	0,14	0,96	8,61	8,6	3HA16	3HA12
		Acc	111	21,7	400	0,08	0,98	6,02			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA14	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
4_3	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA16	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
	Inf	Cou	71,57	14,2	348	0,08	0,98	4,46	4,5	3HA14	
		Acc	39,59	21,7	400	0,03	0,99	2,12			
3	Sup	Cou	142,5	14,2	348	0,15	0,96	9,07	9,1	3HA16	3HA14
		Acc	110,1	21,7	400	0,08	0,98	5,97			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA14	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
3_2	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA16	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
	Inf	Cou	62,45	14,2	348	0,07	0,98	3,88	3,9	3HA14	
		Acc	35,55	21,7	400	0,02	0,99	1,9			
2	Sup	Cou	146,4	14,2	348	0,16	0,96	9,33	9,3	3HA16	3HA12
		Acc	125,9	21,7	400	0,09	0,98	6,85			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA14	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
2_1	Sup	Cou	75,74	14,2	348	0,08	0,98	4,73	4,7	3HA14	2HA10
		Acc	40,04	21,7	400	0,03	0,99	2,14			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA14	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
1	Sup	Cou	138,5	14,2	348	0,15	0,96	8,8	8,8	3HA16	3HA12
		Acc	117,1	21,7	400	0,08	0,98	6,36			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA14	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			

- Niveau 6 :      b = 30 cm      d = 47 cm      h = 50 cm

appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	fbc (Mpa)	$\sigma_s$ (Mpa)	$\mu$	$\beta$	As	Amax	ferrailage adoptée	
								(cm <sup>2</sup> )		filantes	chapeaux
4	Sup	Cou	133,3	14,2	348	0,14	0,96	8,46	8,5	3HA16	3HA12
		Acc	111,5	21,7	400	0,08	0,98	6,05			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA14	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
4_3	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA16	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
	Inf	Cou	72,97	14,2	348	0,08	0,98	4,55	4,6	3HA14	
		Acc	38,37	21,7	400	0,03	0,99	2,05			
3	Sup	Cou	146	14,2	348	0,16	0,96	9,3	9,3	3HA16	3HA12
		Acc	113,3	21,7	400	0,08	0,98	6,15			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA14	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
3_2	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA16	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
	Inf	Cou	22,23	14,2	348	0,02	0,99	1,37	1,4	3HA14	
		Acc	12,41	21,7	400	0,01	1	0,66			
2	Sup	Cou	144	14,2	348	0,15	0,96	9,17	9,2	3HA16	3HA12
		Acc	128,1	21,7	400	0,09	0,98	6,97			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA14	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
2_1	Sup	Cou	75,83	14,2	348	0,08	0,98	4,73	4,7	3HA16	
		Acc	37,01	21,7	400	0,03	0,99	1,98			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA14	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
1	Sup	Cou	140,2	14,2	348	0,15	0,96	8,92	8,9	3HA16	3HA12
		Acc	123,9	21,7	400	0,09	0,98	6,74			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA14	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			

- Niveau 5 :      b = 30 cm      d = 47 cm      h = 50 cm

appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	fbc (Mpa)	$\sigma_s$ (Mpa)	$\mu$	$\beta$	As	Amax	ferrailage adoptée	
								(cm <sup>2</sup> )		filantes	chapeaux
4	Sup	Cou	133,2	14,2	348	0,14	0,96	8,46	8,5	3HA16	3HA12
		Acc	111,9	21,7	400	0,08	0,98	6,07			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA14	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
4_3	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA16	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
	Inf	Cou	72,99	14,2	348	0,08	0,98	4,55	4,6	3HA14	
		Acc	38,52	21,7	400	0,03	0,99	2,06			
3	Sup	Cou	146,1	14,2	348	0,16	0,96	9,31	9,3	3HA16	3HA12
		Acc	129,2	21,7	400	0,09	0,98	7,03			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA14	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
3_2	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA16	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
	Inf	Cou	21,75	14,2	348	0,02	0,99	1,34	1,3	3HA14	
		Acc	12,77	21,7	400	0,01	1	0,68			
2	Sup	Cou	144,8	14,2	348	0,15	0,96	9,22	9,2	3HA16	3HA12
		Acc	129,2	21,7	400	0,09	0,98	7,03			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA14	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
2_1	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA16	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
	Inf	Cou	76,15	14,2	348	0,08	0,98	4,75	4,8	3HA14	2HA10
		Acc	37,6	21,7	400	0,03	0,99	2,01			
1	Sup	Cou	139,9	14,2	348	0,15	0,96	8,9	8,9	3HA16	3HA12
		Acc	124,3	21,7	400	0,09	0,98	6,76			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA14	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			

- Niveau 4 :            b = 30 cm            d = 47 cm            h = 45 cm

appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	fbc (Mpa)	$\sigma_s$ (Mpa)	$\mu$	$\beta$	As	Amax	ferrailage adoptée	
								(cm <sup>2</sup> )		filantes	chapeaux
4	Sup	Cou	133,2	14,2	348	0,14	0,96	8,45	8,5	3HA16	3HA12
		Acc	112,6	21,7	400	0,08	0,98	6,11			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA14	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
4_3	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA16	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
	Inf	Cou	73	14,2	348	0,08	0,98	4,55	4,6	3HA14	
		Acc	38,75	21,7	400	0,03	0,99	2,08			
3	Sup	Cou	146,1	14,2	348	0,16	0,96	9,31	9,3	3HA16	3HA12
		Acc	114	21,7	400	0,08	0,98	6,19			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA14	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
3_2	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA16	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
	Inf	Cou	22,21	14,2	348	0,02	0,99	1,37	1,4	3HA14	
		Acc	12,78	21,7	400	0,01	1	0,68			
2	Sup	Cou	145	14,2	348	0,15	0,96	9,24	9,2	3HA16	3HA12
		Acc	130,4	21,7	400	0,09	0,98	7,1			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA14	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
2_1	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA16	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
	Inf	Cou	76,09	14,2	348	0,08	0,98	4,75	4,8	3HA14	2HA10
		Acc	37,65	21,7	400	0,03	0,99	2,02			
1	Sup	Cou	139,8	14,2	348	0,15	0,96	8,89	8,9	3HA16	3HA12
		Acc	125,4	21,7	400	0,09	0,98	6,82			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA14	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			

- Niveau 3 :                      b = 30 cm                      d = 47 cm                      h = 50 cm

appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	fbc (Mpa)	$\sigma_s$ (Mpa)	$\mu$	$\beta$	As	Amax	ferrailage adoptée	
								(cm <sup>2</sup> )		filantes	chapeaux
4	Sup	Cou	133,5	14,2	348	0,14	0,96	8,47	8,5	3HA16	3HA12
		Acc	113	21,7	400	0,08	0,98	6,13			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA14	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
4_3	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA16	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
	Inf	Cou	72,93	14,2	348	0,08	0,98	4,55	4,5	3HA14	
		Acc	38,84	21,7	400	0,03	0,99	2,08			
3	Sup	Cou	145,9	14,2	348	0,16	0,96	9,3	9,3	3HA16	3HA12
		Acc	114	21,7	400	0,08	0,98	6,19			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA14	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
3_2	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0,0	3HA16	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
	Inf	Cou	22,84	14,2	348	0,02	0,99	1,41	1,4	3HA14	
		Acc	13,93	21,7	400	0,01	1	0,74			
2	Sup	Cou	144	14,2	348	0,15	0,96	9,17	9,2	3HA16	3HA12
		Acc	130,8	21,7	400	0,09	0,98	7,12			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA14	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
2_1	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA16	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
	Inf	Cou	75,91	14,2	348	0,08	0,98	4,74	4,7	3HA14	2HA10
		Acc	37,77	21,7	400	0,03	0,99	2,02			
1	Sup	Cou	140	14,2	348	0,15	0,96	8,91	8,9	3HA16	3HA12
		Acc	125,7	21,7	400	0,09	0,98	6,84			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA14	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			

- Niveau 2 :                      b = 30 cm                      d = 47cm                      h = 50 cm

appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	fbc (Mpa)	$\sigma_s$ (Mpa)	$\mu$	$\beta$	As	Amax	ferrailage adoptée	
								(cm <sup>2</sup> )		filantes	chapeaux
4	Sup	Cou	166	14,2	348	0,18	0,95	10,6	11	3HA16	3HA14
		Acc	145,4	21,7	400	0,1	0,97	7,94			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA14	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
4_3	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA16	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
	Inf	Cou	98,43	14,2	348	0,1	0,97	6,18	6,2	3HA14	2HA10
		Acc	38,94	21,7	400	0,03	0,99	2,09			
3	Sup	Cou	165	14,2	348	0,18	0,95	10,6	11	3HA16	3HA14
		Acc	148,5	21,7	400	0,1	0,97	8,11			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA14	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
3_2	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA16	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
	Inf	Cou	32,15	14,2	348	0,03	0,99	1,98	2	3HA14	
		Acc	13,88	21,7	400	0,01	1	0,74			
2	Sup	Cou	186	14,2	348	0,2	0,95	12	12	3HA16	3HA16
		Acc	166,5	21,7	400	0,12	0,97	9,13			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA14	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
2_1	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA16	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
	Inf	Cou	102,3	14,2	348	0,11	0,97	6,43	6,4	3HA14	3HA10
		Acc	37,49	21,7	400	0,03	0,99	2,01			
1	Sup	Cou	185,5	14,2	348	0,2	0,95	12	12	3HA16	3HA16
		Acc	160,3	21,7	400	0,11	0,97	8,78			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA14	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			

- Niveau 1 :  $b = 30 \text{ cm}$   $d = 47 \text{ cm}$   $h = 50 \text{ cm}$

appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	fbc (Mpa)	$\sigma_s$ (Mpa)	$\mu$	$\beta$	As	Amax	ferrailage adoptée	
								(cm <sup>2</sup> )		filantes	chapeaux
4	Sup	Cou	155,2	14,2	348	0,16	0,96	9,91	9,9	3HA16	3HA14
		Acc	109,1	21,7	400	0,08	0,98	5,92			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA14	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
4_3	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA16	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
	Inf	Cou	82,41	14,2	348	0,09	0,98	5,15	5,2	3HA14	2HA10
		Acc	38,78	21,7	400	0,03	0,99	2,08			
3	Sup	Cou	164,9	14,2	348	0,18	0,95	10,6	11	3HA16	3HA14
		Acc	117,3	21,7	400	0,08	0,98	6,37			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA14	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
3_2	Sup	Cou	27,84	14,2	348	0,03	0,99	1,71	1,7	3HA16	
		Acc	15,61	21,7	400	0,01	1	0,83			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA14	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
2	Sup	Cou	166	14,2	348	0,18	0,95	10,6	11	3HA16	3HA14
		Acc	166,5	21,7	400	0,12	0,97	9,13			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA14	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
2_1	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA16	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
	Inf	Cou	84,94	14,2	348	0,09	0,98	5,32	5,3	3HA14	2HA10
		Acc	37,31	21,7	400	0,03	0,99	2			
1	Sup	Cou	162,2	14,2	348	0,17	0,95	10,4	10	3HA16	3HA14
		Acc	113,7	21,7	400	0,08	0,98	6,17			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA14	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			

- Niveau RDC :  $b = 30 \text{ cm}$   $d = 47 \text{ cm}$   $h = 50 \text{ cm}$

appui et travée	M (kNm)	Comb	M	fbc	$\sigma_s$	$\mu$	$\beta$	As	Amax	ferrailage adoptée	
			(kNm)	(Mpa)	(Mpa)			(cm <sup>2</sup> )		filantes	chapeaux
4	Sup	Cou	166,03	14,2	348	0,18	0,954	10,6	10,6	3HA16	3HA14
		Acc	156,4	21,7	400	0,14	0,965	9,65			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0	3HA14	
		Acc	0	21,7	400	0	1,000	0			
4_3	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0	3HA16	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
	Inf	Cou	108,1	14,2	348	0,14	0,96	7,68	7,7	3HA14	3HA12
		Acc	37,78	21,7	400	0,03	0,99	2,27			
3	Sup	Cou	164	14,2	348	0,17	0,954	10,5	10,5	3HA16	3HA14
		Acc	159,8	21,7	400	0,14	0,96	9,86			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA14	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
3_2	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA16	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
	Inf	Cou	37,12	14,2	348	0,05	0,99	2,57	2,6	3HA14	
		Acc	13,91	21,7	400	0,01	1	0,83			
2	Sup	Cou	163,6	14,2	348	0,17	0,954	10,5	10,5	3HA16	3HA14
		Acc	179,3	21,7	400	0,16	0,96	11,1			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA14	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
2_1	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA16	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			
	Inf	Cou	113,1	14,2	348	0,15	0,96	8,05	8,1	3HA14	3HA14
		Acc	38,12	21,7	400	0,03	0,99	2,29			
1	Sup	Cou	166	14,2	348	0,18	0,944	10,5	10,5	3HA16	3HA14
		Acc	126,8	21,7	400	0,09	0,977	6,9			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1	0	0	3HA14	
		Acc	0	21,7	400	0	1	0			

- Niveau sous sol :  $b = 30\text{cm}$   $d = 47\text{cm}$   $h = 50\text{ cm}$

appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	fbc (Mpa)	$\sigma_s$ (Mpa)	$\mu$	$\beta$	As	Amax	ferrailage adoptée	
								(cm <sup>2</sup> )		filantes	chapeaux
4	Sup	Cou	152,8	14,2	348	0,16	0,958	9,76	9,8	3HA16	3HA14
		Acc	122,1	21,7	400	0,11	0,973	6,68			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0,16	0,958	0	0	3HA14	
		Acc	0	21,7	400	0,11	0,973	0			
4_3	Sup	Cou	0	14,2	348	0,16	0,958	0	0	3HA16	
		Acc	0	21,7	400	0,11	0,973	0			
	Inf	Cou	82,99	14,2	348	0,16	0,958	5,3	5,3	3HA14	2HA10
		Acc	37,54	21,7	400	0,11	0,973	2,05			
3	Sup	Cou	166,1	14,2	348	0,16	0,958	10,6	11	3HA16	3HA14
		Acc	125,4	21,7	400	0,11	0,973	6,86			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0,16	0,958	0	0	3HA14	
		Acc	0	21,7	400	0,11	0,973	0			
3_2	Sup	Cou	0	14,2	348	0,16	0,958	0	0	3HA16	
		Acc	0	21,7	400	0,11	0,973	0			
	Inf	Cou	71,42	14,2	348	0,16	0,958	4,56	4,6	3HA14	
		Acc	32,05	21,7	400	0,11	0,973	1,75			
2	Sup	Cou	166,5	14,2	348	0,16	0,958	10,6	11	3HA16	3HA14
		Acc	138	21,7	400	0,11	0,973	7,54			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0,16	0,958	0	0	3HA14	
		Acc	0	21,7	400	0,11	0,973	0			
2_1	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0	3HA16	
		Acc	0	21,7	400	0	1,000	0			
	Inf	Cou	85,01	14,2	348	0,11	0,971	5,35	5,4	3HA14	2HA10
		Acc	35,88	21,7	400	0,03	0,992	1,92			
1	Sup	Cou	159,2	14,2	348	0,21	0,944	10,3	10	3HA16	3HA1A14
		Acc	130,9	21,7	400	0,11	0,971	7,17			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0	3HA14	
		Acc	0	21,7	400	0	1,000	0			

## V.3.1 Ferrailage des poutres secondaires fille 2

- Niveau 7 :  $b = 30 \text{ cm}$   $d = 37 \text{ cm}$   $h = 40 \text{ cm}$

appui et travée	M (kN.m)	Comb	M (kN.m)	fbc (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\mu$	$\beta$	As	Amax	ferrailage adoptée	
								(cm <sup>2</sup> )		filantes	chapeaux
A	Sup	Cou	21,14	14,2	348	0,036	0,991	1,66	2,5	2HA12+1HA10	
		Acc	36,35	21,7	400	0,041	0,990	2,48			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0	2HA12+1HA10	
		Acc	0	21,7	400	0	1,000	0			
A-B	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0	2HA12+1HA10	
		Acc	0	21,7	400	0	1,000	0			
	Inf	Cou	17,24	14,2	348	0,03	0,993	1,35	1,35	2HA12+1HA10	
		Acc	6,44	21,7	400	0,007	0,998	0,44			
B	Sup	Cou	30,5	14,2	348	0,052	0,987	2,4	3	2HA12+1HA10	
		Acc	40,82	21,7	400	0,046	0,988	2,79			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0	2HA12+1HA10	
		Acc	6,56	21,7	400	0,16	0,958	0,46			
B-C	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0	2HA12+1HA10	
		Acc	0	21,7	400	0	1,000	0			
	Inf	Cou	9,19	14,2	348	0,016	0,996	0,72	0,8	2HA12+1HA10	
		Acc	3,38	21,7	400	0,004	0,999	0,23			
C	Sup	Cou	23,79	14,2	348	0,041	0,990	1,87	3	2HA12+1HA10	
		Acc	37,86	21,7	400	0,042	0,989	2,59			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0,3	2HA12+1HA10	
		Acc	4,29	21,7	400	0,005	0,999	0,29			
C-D	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0	2HA12+1HA10	
		Acc	0	21,7	400	0	1,000	0			
	Inf	Cou	15,01	14,2	348	0,026	0,994	1,17	1,2	2HA12+1HA10	
		Acc	5,38	21,7	400	0,009	0,998	0,44			
D	Sup	Cou	32,46	14,2	348	0,056	0,986	2,56	3	2HA12+1HA10	
		Acc	41,12	21,7	400	0,046	0,988	2,81			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	1,6	2HA12+1HA10	
		Acc	9,05	21,7	400	0,01	0,997	0,61			
D-E	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0	2HA12+1HA10	
		Acc	0	21,7	400	0	1,000	0			
	Inf	Cou	11,26	14,2	348	0,019	0,995	0,88	1	2HA12+1HA10	
		Acc	4,23	21,7	400	0,005	0,999	0,29			
E	Sup	Cou	23,04	14,2	348	0,04	0,990	1,81	3	2HA12+1HA10	
		Acc	41,07	21,7	400	0,046	0,988	2,81			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	1	2HA12+1HA10	
		Acc	8,41	21,7	400	0,009	0,998	0,57			

- Niveau 6 :            b = 30 cm            d = 37cm            h = 40 cm

appui et travée	M (kN.m)	Comb	M (kN.m)	fbc (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\mu$	$\beta$	As	Amax	ferrailage adoptée	
								(cm <sup>2</sup> )		filantes	chapeaux
A	Sup	Cou	21,02	14,2	348	0,036	0,991	1,65	3	2HA12+1HA10	
		Acc	43,72	21,7	400	0,049	0,988	2,99			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	1	2HA12+1HA10	
		Acc	14,19	21,7	400	0,016	0,996	0,96			
A-B	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0	2HA12+1HA10	
		Acc	0	21,7	400	0	1,000	0			
	Inf	Cou	14,76	14,2	348	0,025	0,994	1,15	1,2	2HA12+1HA10	
		Acc	5,89	21,7	400	0,007	0,998	0,4			
B	Sup	Cou	36,21	14,2	348	0,062	0,984	2,86	4	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	55,42	21,7	400	0,062	0,984	3,8			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	3,1	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	33,25	21,7	400	0,81	0,718	3,13			
B-C	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0	2HA12+1HA10	
		Acc	0	21,7	400	0	1,000	0			
	Inf	Cou	8,78	14,2	348	0,015	0,996	0,68	1	2HA12+1HA10	
		Acc	4,4	21,7	400	0,005	0,999	0,3			
C	Sup	Cou	21,48	14,2	348	0,037	0,991	1,68	3,4	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	49,49	21,7	400	0,055	0,986	3,39			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	2,2	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	32,82	21,7	400	0,037	0,991	2,24			
C-D	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0	2HA12+1HA10	
		Acc	0	21,7	400	0	1,000	0			
	Inf	Cou	15,59	14,2	348	0,027	0,993	1,22	1,2	2HA12+1HA10	
		Acc	6,29	21,7	400	0,01	0,997	0,51			
D	Sup	Cou	35,95	14,2	348	0,062	0,984	2,84	3,4	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	49,25	21,7	400	0,055	0,986	3,37			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	1,3	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	19,26	21,7	400	0,022	0,995	1,31			
D-E	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0	2HA12+1HA10	
		Acc	0	21,7	400	0	1,000	0			
	Inf	Cou	11,11	14,2	348	0,019	0,995	0,87	1	2HA12+1HA10	
		Acc	5,16	21,7	400	0,006	0,999	0,35			
E	Sup	Cou	27	14,2	348	0,046	0,988	2,12	3,5	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	50,56	21,7	400	0,057	0,986	3,47			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	1	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	12,28	21,7	400	0,014	0,997	0,83			

- Niveau 5 :            b = 30 cm            d = 37 cm            h = 40 cm

appui et travée	M (kN.m)	Comb	M (kN.m)	fbc (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\mu$	$\beta$	As	Amax	ferrailage adoptée	
								(cm <sup>2</sup> )		filantes	chapeaux
A	Sup	Cou	22,31	14,2	348	0,038	0,990	1,75	3	2HA12+1HA10	
		Acc	44,21	21,7	400	0,05	0,987	3,03			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	1	2HA12+1HA10	
		Acc	12,81	21,7	400	0,014	0,996	0,87			
A-B	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0	2HA12+1HA10	
		Acc	0	21,7	400	0	1,000	0			
	Inf	Cou	15,83	14,2	348	0,027	0,993	1,24	1,2	2HA12+1HA10	
		Acc	6,21	21,7	400	0,007	0,998	0,42			
B	Sup	Cou	32,21	14,2	348	0,055	0,986	2,54	3,5	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	50,53	21,7	400	0,057	0,986	3,46			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	1	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	13,63	21,7	400	0,332	0,909	1,01			
B-C	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0	2HA12+1HA10	
		Acc	0	21,7	400	0	1,000	0			
	Inf	Cou	6,68	14,2	348	0,011	0,997	0,52	1,3	2HA12+1HA10	
		Acc	19,15	21,7	400	0,021	0,995	1,3			
C	Sup	Cou	21,63	14,2	348	0,037	0,991	1,7	4,9	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	71,15	21,7	400	0,08	0,980	4,91			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	4,5	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	64,73	21,7	400	0,072	0,982	4,46			
C-D	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0	2HA12+1HA10	
		Acc	0	21,7	400	0	1,000	0			
	Inf	Cou	15,68	14,2	348	0,027	0,993	1,23	1,2	2HA12+1HA10	
		Acc	6,99	21,7	400	0,011	0,997	0,57			
D	Sup	Cou	36,05	14,2	348	0,062	0,984	2,84	3,3	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	47,8	21,7	400	0,054	0,986	3,27			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	1,3	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	19,12	21,7	400	0,021	0,995	1,3			
D-E	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0	2HA12+1HA10	
		Acc	0	21,7	400	0	1,000	0			
	Inf	Cou	11,08	14,2	348	0,019	0,995	0,86	0,9	2HA12+1HA10	
		Acc	4,96	21,7	400	0,006	0,999	0,34			
E	Sup	Cou	25,86	14,2	348	0,044	0,989	2,03	3,5	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	50,55	21,7	400	0,057	0,986	3,47			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	1	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	13,9	21,7	400	0,016	0,996	0,94			

- Niveau 4 :            b = 30 cm            d = 37 cm            h = 40 cm

appui et travée	M (kN.m)	Comb	M (kN.m)	fbc (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\mu$	$\beta$	As	Amax	ferrailage adoptée	
								(cm <sup>2</sup> )		filantes	chapeaux
A	Sup	Cou	22,85	14,2	348	0,039	0,990	1,79	3,2	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	46,11	21,7	400	0,052	0,987	3,16			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0,9	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	13,93	21,7	400	0,016	0,996	0,94			
A-B	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0	2HA12+1HA10	
		Acc	0	21,7	400	0	1,000	0			
	Inf	Cou	15,68	14,2	348	0,027	0,993	1,23	1,2	2HA12+1HA10	
		Acc	6,11	21,7	400	0,007	0,998	0,41			
B	Sup	Cou	32,08	14,2	348	0,055	0,986	2,53	3,6	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	52,02	21,7	400	0,058	0,985	3,57			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0,9	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	11,91	21,7	400	0,29	0,921	0,87			
B-C	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0	2HA12+1HA10	
		Acc	0	21,7	400	0	1,000	0			
	Inf	Cou	5,5	14,2	348	0,009	0,998	0,43	1,4	2HA12+1HA10	
		Acc	20,9	21,7	400	0,023	0,994	1,42			
C	Sup	Cou	22,42	14,2	348	0,038	0,990	1,76	5,4	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	78,38	21,7	400	0,088	0,978	5,42			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	4,7	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	68,36	21,7	400	0,077	0,980	4,71			
C-D	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0	2HA12+1HA10	
		Acc	0	21,7	400	0	1,000	0			
	Inf	Cou	15,51	14,2	348	0,027	0,993	1,21	1,2	2HA12+1HA10	
		Acc	6,71	21,7	400	0,011	0,997	0,55			
D	Sup	Cou	34,46	14,2	348	0,059	0,985	2,72	3,4	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	48,82	21,7	400	0,055	0,986	3,35			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	1,4	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	20,52	21,7	400	0,023	0,994	1,39			
D-E	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0	2HA12+1HA10	
		Acc	0	21,7	400	0	1,000	0			
	Inf	Cou	11,07	14,2	348	0,019	0,995	0,86	0,9	2HA12+1HA10	
		Acc	4,99	21,7	400	0,006	0,999	0,34			
E	Sup	Cou	25,54	14,2	348	0,044	0,989	2,01	3,6	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	51,98	21,7	400	0,058	0,985	3,56			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	1,1	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	15,8	21,7	400	0,018	0,996	1,07			

- Niveau 3 :  $b = 30 \text{ cm}$        $d = 37 \text{ cm}$        $h = 40 \text{ cm}$

appui et travée	M (kN.m)	Comb	M (kN.m)	fbc (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\mu$	$\beta$	As	Amax	ferrailage adoptée	
								(cm <sup>2</sup> )		filantes	chapeaux
A	Sup	Cou	23,14	14,2	348	0,04	0,990	1,82	3,2	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	46,99	21,7	400	0,053	0,987	3,22			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	1	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	14,37	21,7	400	0,016	0,996	0,97			
A-B	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0	2HA12+1HA10	
		Acc	0	21,7	400	0	1,000	0			
	Inf	Cou	15,68	14,2	348	0,027	0,993	1,23	1,2	2HA12+1HA10	
		Acc	6,09	21,7	400	0,007	0,998	0,41			
B	Sup	Cou	31,76	14,2	348	0,054	0,986	2,5	3,6	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	52,4	21,7	400	0,059	0,985	3,59			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0,7	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	9,4	21,7	400	0,229	0,939	0,68			
B-C	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0	2HA12+1HA10	
		Acc	0	21,7	400	0	1,000	0			
	Inf	Cou	4,55	14,2	348	0,008	0,998	0,35	1,5	2HA12+1HA10	
		Acc	22,42	21,7	400	0,025	0,994	1,52			
C	Sup	Cou	23,12	14,2	348	0,04	0,990	1,81	5,6	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	81,33	21,7	400	0,091	0,977	5,63			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	5	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	68,48	21,7	400	0,077	0,980	4,72			
C-D	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0	2HA12+1HA10	
		Acc	0	21,7	400	0	1,000	0			
	Inf	Cou	15,45	14,2	348	0,026	0,993	1,21	1,2	2HA12+1HA10	
		Acc	6,69	21,7	400	0,011	0,997	0,55			
D	Sup	Cou	33,86	14,2	348	0,058	0,985	2,67	3	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	48,61	21,7	400	0,054	0,986	3,33			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	1,5	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	21,6	21,7	400	0,024	0,994	1,47			
D-E	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0	2HA12+1HA10	
		Acc	0	21,7	400	0	1,000	0			
	Inf	Cou	11	14,2	348	0,019	0,995	0,86	0,9	2HA12+1HA10	
		Acc	4,87	21,7	400	0,005	0,999	0,33			
E	Sup	Cou	24,8	14,2	348	0,043	0,989	1,95	3,6	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	52,11	21,7	400	0,058	0,985	3,57			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	1,6	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	17	21,7	400	0,019	0,995	1,15			

- Niveau 2 :      b = 30 cm      d = 37 cm      h = 40 cm

appui et travée	M (kN.m)	Comb	M (kN.m)	fbc (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\mu$	$\beta$	As	Amax	ferrailage adoptée	
								(cm <sup>2</sup> )		filantes	chapeaux
A	Sup	Cou	24,8	14,2	348	0,043	0,989	1,95	3,3	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	47,97	21,7	400	0,054	0,986	3,29			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	1	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	14,34	21,7	400	0,016	0,996	0,97			
A-B	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0	2HA12+1HA10	
		Acc	0	21,7	400	0	1,000	0			
	Inf	Cou	15,29	14,2	348	0,026	0,993	1,2	1,2	2HA12+1HA10	
		Acc	5,88	21,7	400	0,007	0,998	0,4			
B	Sup	Cou	31,77	14,2	348	0,054	0,986	2,5	3,7	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	53,22	21,7	400	0,06	0,985	3,65			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0,6	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	8,92	21,7	400	0,217	0,942	0,64			
B-C	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0	2HA12+1HA10	
		Acc	0	21,7	400	0	1,000	0			
	Inf	Cou	4,49	14,2	348	0,008	0,998	0,35	1,7	2HA12+1HA10	
		Acc	24,24	21,7	400	0,027	0,993	1,65			
C	Sup	Cou	24,06	14,2	348	0,041	0,990	1,89	6,1	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	87,44	21,7	400	0,098	0,975	6,06			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	5	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	71,91	21,7	400	0,081	0,979	4,96			
C-D	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0	2HA12+1HA10	
		Acc	0	21,7	400	0	1,000	0			
	Inf	Cou	15,22	14,2	348	0,026	0,993	1,19	1,2	2HA12+1HA10	
		Acc	6,32	21,7	400	0,01	0,997	0,52			
D	Sup	Cou	33,29	14,2	348	0,057	0,986	2,62	3,4	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	49,69	21,7	400	0,056	0,986	3,41			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	1,5	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	22,17	21,7	400	0,025	0,994	1,51			
D-E	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0	2HA12+1HA10	
		Acc	0	21,7	400	0	1,000	0			
	Inf	Cou	11	14,2	348	0,019	0,995	0,86	0,9	2HA12+1HA10	
		Acc	4,88	21,7	400	0,005	0,999	0,33			
E	Sup	Cou	24,69	14,2	348	0,042	0,989	1,94	3,6	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	52,61	21,7	400	0,059	0,985	3,61			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	1,2	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	17,68	21,7	400	0,02	0,995	1,2			

- Niveau 1 :      b = 30 cm      d = 37 cm      h = 40 cm

appui et travée	M (kN.m)	Comb	M (kN.m)	fbc (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\mu$	$\beta$	As	Amax	ferrailage adoptée	
								(cm <sup>2</sup> )		filantes	chapeaux
A	Sup	Cou	24,8	14,2	348	0,043	0,989	1,95	3,2	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	47,29	21,7	400	0,053	0,987	3,24			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0,8	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	12,3	21,7	400	0,014	0,997	0,83			
A-B	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0	2HA12+1HA10	
		Acc	0	21,7	400	0	1,000	0			
	Inf	Cou	15,04	14,2	348	0,026	0,994	1,18	1,2	2HA12+1HA10	
		Acc	5,67	21,7	400	0,006	0,998	0,38			
B	Sup	Cou	31,18	14,2	348	0,053	0,986	2,45	3,5	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	51,14	21,7	400	0,057	0,985	3,51			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0,5	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	7,1	21,7	400	0,173	0,955	0,5			
B-C	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0,5	2HA12+1HA10	
		Acc	7,35	21,7	400	0,008	0,998	0,5			
	Inf	Cou	4,28	14,2	348	0,007	0,998	0,33	0,3	2HA12+1HA10	
		Acc	0	21,7	400	0	1,000	0			
C	Sup	Cou	25,02	14,2	348	0,043	0,989	1,96	6,1	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	87,57	21,7	400	0,098	0,975	6,07			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	4,9	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	71,21	21,7	400	0,08	0,980	4,91			
C-D	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0	2HA12+1HA10	
		Acc	0	21,7	400	0	1,000	0			
	Inf	Cou	15	14,2	348	0,026	0,994	1,17	1,2	2HA12+1HA10	
		Acc	5,92	21,7	400	0,01	0,998	0,48			
D	Sup	Cou	32,61	14,2	348	0,056	0,986	2,57	3,2	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	46,56	21,7	400	0,052	0,987	3,19			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	1,4	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	20,05	21,7	400	0,022	0,994	1,36			
D-E	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0	2HA12+1HA10	
		Acc	0	21,7	400	0	1,000	0			
	Inf	Cou	10,97	14,2	348	0,019	0,995	0,86	0,9	2HA12+1HA10	
		Acc	4,71	21,7	400	0,005	0,999	0,32			
E	Sup	Cou	24,32	14,2	348	0,042	0,989	1,91	3,5	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	51,18	21,7	400	0,057	0,985	3,51			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	1,1	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	16,79	21,7	400	0,019	0,995	1,14			

- Niveau RDC :  $b = 30 \text{ cm}$   $d = 37 \text{ cm}$   $h = 40 \text{ cm}$

appui et travée	M (kN.m)	Comb	M (kN.m)	fbc (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\mu$	$\beta$	As	Amax	ferrailage adoptée	
								(cm <sup>2</sup> )		filantes	chapeaux
A	Sup	Cou	25,96	14,2	348	0,045	0,989	2,04	3	2HA12+1HA10	
		Acc	43,7	21,7	400	0,049	0,988	2,99			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	5,9	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	7,06	21,7	400	0,008	0,998	5,9			
A-B	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	0	21,7	400	0	1,000	0			
	Inf	Cou	15,17	14,2	348	0,026	0,993	1,19	1,2	2HA12+1HA10	
		Acc	4,41	21,7	400	0,005	0,999	0,3			
B	Sup	Cou	29,88	14,2	348	0,051	0,987	2,35	3,1	2HA12+1HA10	
		Acc	45	21,7	400	0,05	0,987	3,08			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	1,2	2HA12+1HA10	
		Acc	15,71	21,7	400	0,383	0,893	1,19			
B-C	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0	2HA12+1HA10	
		Acc	0	21,7	400	0	1,000	0			
	Inf	Cou	4,3	14,2	348	0,007	0,998	0,33	0,4	2HA12+1HA10	
		Acc	6,5	21,7	400	0,007	0,998	0,44			
C	Sup	Cou	27,97	14,2	348	0,048	0,988	2,2	5,3	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	77	21,7	400	0,086	0,978	5,32			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	1,8	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	26,97	21,7	400	0,03	0,992	1,84			
C-D	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0	2HA12+1HA10	
		Acc	0	21,7	400	0	1,000	0			
	Inf	Cou	15	14,2	348	0,026	0,994	1,17	1,2	2HA12+1HA10	
		Acc	3,72	21,7	400	0,006	0,998	0,3			
D	Sup	Cou	30,15	14,2	348	0,052	0,987	2,37	2,5	2HA12+1HA10	
		Acc	36,68	21,7	400	0,041	0,990	2,5			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0,9	2HA12+1HA10	
		Acc	12,77	21,7	400	0,014	0,996	0,87			
D-E	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0	2HA12+1HA10	
		Acc	0	21,7	400	0	1,000	0			
	Inf	Cou	10,08	14,2	348	0,017	0,996	0,79	1,2	2HA12+1HA10	
		Acc	17,8	21,7	400	0,02	0,995	1,21			
E	Sup	Cou	23,28	14,2	348	0,04	0,990	1,83	3,1	2HA12+1HA10	
		Acc	45,67	21,7	400	0,051	0,987	3,13			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	1	2HA12+1HA10	
		Acc	14,66	21,7	400	0,016	0,996	0,99			

- Niveau sous sol :  $b = 30 \text{ cm}$      $d = 37 \text{ cm}$      $h = 40 \text{ cm}$

appui et travée	M (kN.m)	Comb	M (kN.m)	fbc (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\mu$	$\beta$	As	Amax	ferrailage adoptée	
								(cm <sup>2</sup> )		filantes	chapeaux
A	Sup	Cou	26,59	14,2	348	0,046	0,988	2,09	2,4	2HA12+1HA10	
		Acc	34,61	21,7	400	0,039	0,990	2,36			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0	2HA12+1HA10	
		Acc	0	21,7	400	0	1,000	0			
A-B	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0	2HA12+1HA10	
		Acc	0	21,7	400	0	1,000	0			
	Inf	Cou	14,79	14,2	348	0,025	0,994	1,16	1,2	2HA12+1HA10	
		Acc	9,81	21,7	400	0,011	0,997	0,66			
B	Sup	Cou	29,88	14,2	348	0,051	0,987	2,35	2,5	2HA12+1HA10	
		Acc	35,97	21,7	400	0,04	0,990	2,46			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0	2HA12+1HA10	
		Acc	0	21,7	400	0	1,000	0			
B-C	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0	2HA12+1HA10	
		Acc	0	21,7	400	0	1,000	0			
	Inf	Cou	9,49	14,2	348	0,016	0,996	0,74	1,9	2HA12+1HA10	
		Acc	27,37	21,7	400	0,031	0,992	1,86			
C	Sup	Cou	27,97	14,2	348	0,048	0,988	2,2	4	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	57,58	21,7	400	0,064	0,984	3,96			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	1,8	2HA12+1HA10	2HA12+1HA10
		Acc	26,97	21,7	400	0,03	0,992	1,84			
C-D	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0	2HA12+1HA10	
		Acc	0	21,7	400	0	1,000	0			
	Inf	Cou	14,72	14,2	348	0,025	0,994	1,15	1,6	2HA12+1HA10	
		Acc	8,92	21,7	400	0,015	0,996	0,73			
D	Sup	Cou	30,15	14,2	348	0,052	0,987	2,37	2,5	2HA12+1HA10	
		Acc	36,68	21,7	400	0,041	0,990	2,5			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0,2	2HA12+1HA10	
		Acc	3,54	21,7	400	0,004	0,999	0,24			
D-E	Sup	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0	2HA12+1HA10	
		Acc	0	21,7	400	0	1,000	0			
	Inf	Cou	11	14,2	348	0,019	0,995	0,86	0,9	2HA12+1HA10	
		Acc	11,95	21,7	400	0,013	0,997	0,81			
E	Sup	Cou	21,89	14,2	348	0,038	0,991	1,72	2,3	2HA12+1HA10	
		Acc	34,26	21,7	400	0,038	0,990	2,34			
	Inf	Cou	0	14,2	348	0	1,000	0	0,2	2HA12+1HA10	
		Acc	3,33	21,7	400	0,004	0,999	0,23			

#### V.4. Vérifications des poutres à l'ELU

##### V.4.1 Vérification de la condition de non fragilité ( Art A4.2.1 BAEL91)

$$A_{ad} > A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{ad}$ (cm <sup>2</sup> )	Vérification
Poutre principale	1.7	4.62	CV
Poutre secondaire	1.34	3.05	CV

##### V.4.2 Justification sous sollicitation d'effort tranchant (Art A.5.1.1 BAEL 91 )

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente  $\tau_u$  prise conventionnellement égale à :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.64}{\gamma_b} f_{c28}^{2/3} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.64 ; 5 \} = 3.64 \text{ MPa}$$

Poutre principale	$\tau_u = \frac{240.48 \times 10^3}{300 \times 470} = 1.71 \text{ MPa}$	Condition vérifiée
Poutre secondaire	$\tau_u = \frac{74.40 \times 10^3}{300 \times 370} = 0.67 \text{ MPa}$	Condition vérifiée

##### V.4.3 Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1,313 BAEL 91 modifié 99 )

$$T_u \leq 0.267 * b * 0.9 * d * f_{c28}$$

- Pour les poutres principales

$$0.267 \times 0.3 \times 0.9 \times 0.42 \times 10^3 \times 25 = 756.94 \text{ kN} > T_u = 240.48 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

- Pour les poutres secondaires

$$0.267 \times 0.3 \times 0.9 \times 0.37 \times 10^3 \times 25 = 666.83 \text{ kN} > T_u = 74.4 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée}$$

##### V.4.4. Influence de l'effort tranchant sur les armatures

###### a) Appuis de rives (Art A.5.1,312 BAEL91 )

On doit prolonger au delà du bord de l'appui et y ancrer une section d'armature longitudinale suffisante pour équilibrer l'effort tranchant  $T_u$

- Poutres principales

$$A_{s \text{ ancrer}} = \frac{T_u}{\sigma_s} = \frac{240.48 \times 10^3}{348 \times 100} = 6.91 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ ancrer}} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Poutres secondaires**

$$A_{s \text{ ancrer}} = \frac{T_u}{\sigma_s} = \frac{74.40 \times 10^3}{348 \times 100} = 2.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad} = 2HA12 + 1HA10 = 3.05 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ ancrer}} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- b) Appuis intermédiaires (Art A5.1,321 BAEL 91)**

Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime  $M_u$  est inférieur à  $0.9dV_u$  on doit prolonger au delà du bord de l'appareil d'appuis (coté travée) et y ancrer une section suffisante pour équilibrer un effort égale à :  $T_u \text{ max} + \frac{M_{\text{max}}}{0.9d}$

$$\text{Donc } A_{st} \geq (T_u - \frac{M_{\text{max}}}{0.9d}) \frac{1}{\sigma_s}$$

- **Poutres principales**

$$A_{st} = \left( 240.48 - \frac{223.94}{0.9 \times 0.42} \right) \frac{1}{348} \times 10 = -10.11 \text{ cm}^2 < 0 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Poutres secondaires**

$$A_{st} = \left( 74.40 - \frac{41.31}{0.9 \times 0.37} \right) \frac{1}{348} \times 10 = -1.43 \text{ cm}^2 < 0 \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### V.4.5. Entrainement des barres (Art A.6.1.3 BAEL 91)

Pour qu'il n'y est pas entrainement des barres il faut vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d\Sigma\mu} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

- **Poutres principales**

$$\Sigma\mu = n\phi\pi = 6 \times 1.4 \times 3.14 = 26.38 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{240.48 \times 10^3}{0.9 \times 470 \times 263.8} = 2.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Poutres secondaires**

$$\Sigma\mu = n\phi\pi = (4 \times 1.2 + 2 \times 1) 3.14 = 21.35 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{74.4 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 213.5} = 1.05 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.05 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### V.4.6. Longueur de scellement (BAEL91 : Art A.6.1,221 )

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

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

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

Le BAEL limite  $L_s = 40\Phi$  pour FeE400

diamètres	longueur de scellement (cm)	longueur hors de crochet $L_c = 0.4L_s$ (cm)
$\phi 10$	40	20
$\phi 12$	50	20
$\phi 14$	55	25
$\phi 16$	60	25
$\phi 20$	75	30

## V.5. Calcul des armatures transversales

### V.5.1 Poutres principales

#### a) Calcul des espacements (RPA version 2003 : Art 7.5.2.2)

- **Zone nodale**  $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_1 \right\}$

$$S_t \leq \min\{12.5; 16.8\} \quad \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

- **Zone courante**  $S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5$  Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$

#### b) Diamètres des armatures

Selon le BAEL91 (Art A.7.2,2)

Le diamètre des armatures transversales d'une poutre doivent être telle que :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10} \right\} = \min\{14.28; 10; 30\} = 10 \text{ mm}$$

Donc  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On prend un cadre et un étrier en HA8.

$$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Selon le RPA version 2003 : Art 7.5.2.2

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

**Conclusion** on adopte  $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

### V.5.2 Poutres secondaires

#### a) Calcul des espacements

- **Zone nodale**  $S_t \leq \min \{10; 12\}$  Soit  $S_t = 8 \text{ cm}$
- **Zone courante**  $S_t \leq \frac{h}{2} = 20$  Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$

#### b) Diamètres des armatures

$$\phi_t \leq \min\{11.42; 10; 30\} = 10 \text{ mm}$$

Donc  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On prend un cadre et un étrier en HA8

$$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm}^2$$

- **Conclusion**

On adopte  $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

### V.5.2. Délimitation de la zone nodale RPA99 version 2003 : Art 7.4.2.1

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre

- **Poutre principale**  $L' = 2h = 2 \times 50 = 100 \text{ cm}$
- **Poutre secondaire**  $L' = 2h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$

**V.6.Vérification à l'ELS.****V.6.1 État limite d'ouvertures des fissures ( Art B.6.3 BAEL 91)**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

**V.6.2 État limite de résistance du béton en compression ( Art A.4.5,2 BAEL 91)**

La contrainte de compression du béton est limité à  $0.6 \times f_{c28}$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

n calcul

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_t}{b \times d} \times 100$$

Puis en déduit les valeurs de  $\beta$  et  $K_1$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ts}}{\beta \times d \times A_t} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Les vérifications à l'ELS sont données dans les tableaux suivants :

**Poutres principales**

NIV	h=b	M <sub>smax</sub>	h	c	b	D	A adopté	$\rho_1$	$\beta_1$	k <sub>1</sub>	$\sigma_s$ [Mpa]	$\sigma_{bc}$ [Mpa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	Obs
Sous sol	30x50	121,36	0,5	0,03	0,3	0,47	12,06	0,855	0,862	21,365	248,384	11,626	15	CV
RDC	30x50	154,31	0,5	0,03	0,3	0,47	18,84	1,336	0,839	16,155	207,708	12,857	15	CV
1	30x50	119,31	0,5	0,03	0,3	0,47	12,06	0,855	0,862	21,365	244,188	11,429	15	CV
2	30x50	139,83	0,5	0,03	0,3	0,47	15,44	1,095	0,869	23,315	221,736	9,510	15	CV
3	30x50	105,86	0,5	0,03	0,3	0,47	10,65	0,755	0,869	23,315	243,369	10,438	15	CV
4	30x50	105,96	0,5	0,03	0,3	0,47	10,65	0,755	0,869	23,315	243,599	10,448	15	CV
5	30x50	105,94	0,5	0,03	0,3	0,47	10,64	0,755	0,869	23,315	243,676	10,451	15	CV
6	30x50	105,9	0,5	0,03	0,3	0,47	10,64	0,755	0,869	23,315	243,584	10,448	15	CV
7	30x50	106,79	0,5	0,03	0,3	0,47	10,64	0,755	0,869	23,315	245,631	10,535	15	CV

**Poutre secondaires**

NIV	b=h	M <sub>smax</sub>	H	c	b	D	A adopté	$\rho_1$	$\beta_1$	k <sub>1</sub>	$\sigma_s$ [Mpa]	$\sigma_{bc}$ [Mpa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	Obs
Sous sol	30x40	21,29	0,4	0,03	0,3	0,37	6,10	0,550	0,889	30,245	106,107	3,508	15	CV
RDC	30x40	22,42	0,4	0,03	0,3	0,37	6,10	0,550	0,889	30,245	111,738	3,694	15	CV
1	30x40	23,05	0,4	0,03	0,3	0,37	6,10	0,550	0,889	30,245	114,878	3,798	15	CV
2	30x40	23,54	0,4	0,03	0,3	0,37	6,10	0,550	0,889	30,245	117,320	3,879	15	CV
3	30x40	23,95	0,4	0,03	0,3	0,37	6,10	0,550	0,889	30,245	119,364	3,947	15	CV
4	30x40	24,39	0,4	0,03	0,3	0,37	6,10	0,550	0,889	30,245	121,557	4,019	15	CV
5	30x40	24,8	0,4	0,03	0,3	0,37	6,10	0,550	0,889	30,245	123,600	4,087	15	CV
6	30x40	25,62	0,4	0,03	0,3	0,37	6,10	0,550	0,889	30,245	127,687	4,222	15	CV
7	30x40	22,96	0,4	0,03	0,3	0,37	3,05	0,275	0,917	45,24	221,871	4,904	15	CV

### V.6.3 Vérification de la flèche ( Art B.6.5.2 BAEL 91)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} ; \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec  $A_s$  : section adoptée en travée

$M_t$  : Moment max en travée à l'ELS

$M_0$  : Moment max isostatique

#### • Poutre principale

$$\frac{h}{l} = \frac{50}{550} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

Condition vérifiée

$$\frac{h}{l} = 0.09 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{154.31}{10 \times 626.47} = 0.026$$

Condition vérifiée

$$\frac{A_s}{bd} = \frac{18.84}{30 \times 47} = 0.01 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Condition vérifiée

#### • Poutre secondaire

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{580} = 0.07 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

Condition vérifiée

$$\frac{h}{l} = 0.07 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{25.62}{10 \times 42.62} = 0.06$$

Condition vérifiée

$$\frac{A_s}{bd} = \frac{6.10}{30 \times 37} = 0.005 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Condition vérifiée

### V.6.4 Dispositions constructives pour les armatures longitudinales

Pour la détermination de la longueur des chapeaux, il y a lieu d'observer les recommandations suivantes

La longueur de chapeaux à partir des nœuds d'appuis est au moins égale :

- $A \frac{1}{5}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $A \frac{1}{4}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

# CHAPITRE VI:

# CALCUL DES POTEAUX

# CHAPITRE VII: CALCUL DES VOILES

## VII. FERRAILLAGE DES VOILES

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales.

Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

### VII.1. Exemple de calcul : Voile $V_{L1}$ (RDC)

Soit à calculer le ferrailage du voile  $V_{L1}$  du RDC, de longueur  $L=2$  m et d'épaisseur  $e=0.2$ m sous la sollicitation accidentelle avec  $N=-267.62$  kN (compression) et  $M=641.19$  kNm.

#### VII.1. 1. Contraintes normales et longueur tendue du voile

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{exL} \pm \frac{6M}{e x L^2}$$

$$\sigma_{\max} = 4140 \text{ kN/m}^2 \text{ (Traction)}$$

$$\sigma_{\min} = -5478 \text{ kN/m}^2 \text{ (Compression)}$$

##### a) Calcul de la longueur comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

Avec :

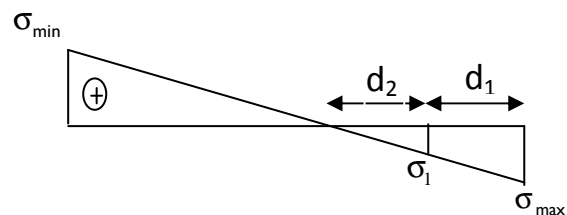
$L_c$  : longueur comprimée.

$L$  : longueur du voile.

A.N :

$$L_c = 0.861$$

$$L_t = 2 - 0.861 = 1.139 \text{ m}$$



##### b) Détermination de la longueur de la bande « d »

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

$$d \leq \min \left( \frac{4.08}{2} ; 0.57 \right) = 0.57 \text{ m}$$

On opte pour  $d=0.5$ m donné par le maillage en 4 parties

Nos voiles présentent une symétrie parfaite donc pour cela on étudie deux bandes :

- bande 1 de longueur  $d_1$  (bande extrême) ;
- bande 2 de longueur  $d_2$  ( $2 \times d_2$  bande centrale).

### VII.1.2. Ferrailage du voile

Dans le calcul du ferrailage des voiles, le RPA99/version 2003 préconise les règles suivantes :

-L'effort de traction engendrée dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontale de la zone tendue.

-Globalement dans la section du voile 0.15%

-On zone courante 0.10%

Pour le calcul du ferrailage on s'intéressera aux parties tendues du voile en déterminant à chaque fois la longueur  $L_t$ .

Pour les parties comprimées :

Nous avons une contrainte normale maximale de compression  $\sigma_{com} = 14706 \text{ kN/m}^2$ , le béton du voile parvient à lui seul reprendre cet effort de compression.

Donc tous les voiles qui sont entièrement comprimés seront ferrillés avec le ferrailage minimum.

### VII.1.2.1. Armatures verticale

#### a) Bande 1 :

$$\sigma_t = 4140 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_1 = 1735 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{On a : } d_1 = d = 0,5 \text{ m} \quad e = 0,20 \text{ m}$$

L'effort normal dans la bande 1 est égale à :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e = 293.765 \text{ kN}$$

$$\text{La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale : } A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{293.765 \times 10^3}{400 \times 100} = 7.34 \text{ cm}^2$$

Pourcentage d'acier verticale sur d1 avec Amin :  $\rho_1(\%) = \text{Max}(0.2 ; A_{v1} \times 100 / d_1 \times e)$

$$\rho_1 = \text{Max} \left( 0.2 ; \frac{7.34 \times 100}{50 \times 20} \right) = 0.734 = 0.734\%$$

#### b) Armature de couture :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} ; \text{ avec } \bar{V} = 1,4 V_u$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,4 \times 279.89 \times 10}{400} = 10.77 \text{ cm}^2$$

Pourcentage d'acier calculé sur  $d_1 = L/4 + A_{vj}$  :

$$\rho_{v1} = \rho_1 + \frac{A_{vj} \times 100}{e \times L} = 0.734 + \frac{10.776 \times 100}{20 \times 200} = 1.004\%$$

$$\text{Section totale d'acier verticale sur } d_1 = L/4 : A_{v1} = \frac{\rho_{v1} \times L \times e}{4 \times 100} = \frac{1.004 \times 200 \times 20}{4 \times 100} = 10.04 \text{ cm}^2$$

On opte : 2(4HA14) = 12.32 cm<sup>2</sup> avec un espacement : e = 14 cm

#### c) Bande2

$$\sigma_t = 1735 \text{ kN/m}^2 \text{ et } d_2 = 0.361 \text{ m}$$

$$V_u = 279.89 \text{ kN}$$

L'effort normal dans la bande 2 est égale à :

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e = 62.627 \text{ kN}$$

$$\text{La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale : } A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{62.627 \times 10^3}{400 \times 100} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Pourcentage d'acier verticale sur d2 avec Amin :

$$\rho_2(\%) = \text{Max}(0.2; \frac{A_2 \times 100}{d_2 \times e})$$

$$\rho_2 = \text{Max}(0.2; \frac{1.57 \times 100}{36.1 \times 20} = 0.217) = 0.217\%$$

Pourcentage d'acier calculé sur d<sub>2</sub> :

$$\rho_{v2} = \rho_2 + \frac{A_j \times 100}{e \times L} = 0.217 + \frac{10.776 \times 100}{20 \times 200} = 0.486\%$$

$$\text{Section totale d'acier verticale sur d2 : } A_{v2} = \frac{\rho_{v2} \times L \times e}{4 \times 100} = \frac{0.486 \times 200 \times 20}{4 \times 100} = 4.86 \text{ cm}^2$$

On opte : 2(4HA10) = 6.28 cm<sup>2</sup> avec un espacement : e = 14 cm

### VII.1.2.2. Armatures horizontales

Pourcentage d'acier horizontal :  $\rho_h = \text{Max}(0.15; \frac{\rho_{v1}}{4} = 0.251) = 0.251\%$

Section d'acier horizontale sur h<sub>e</sub> :  $A_h = \rho_h \cdot h_e \cdot e \cdot 100 = 0.251 \times 4.08 \times 0.2 \times 100 = 20.48 \text{ cm}^2$

On opte : 2(26HA8) = 26.12 cm<sup>2</sup> avec un espacement : e = 14 cm

### VII.1.2.3. Armature minimales

- Armature verticales

$$A_{\min} \geq \max \left( \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.15\% B \right)$$

$$A_{\min} \geq \max \left( \frac{0.23 * 200 \times 20 \times 2.1}{400}; \frac{200 \times 20 \times 0.15}{100} \right)$$

$$\text{Donc : } A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$$

- Armatures horizontales

$$A_h \geq \max \left( \frac{A_v}{4}; 0.15\% B \right)$$

$$A_h \geq \max \left[ \frac{(10.04)}{4}; \frac{0.15 \times 200 \times 20}{100} \right]$$

$$A_h \geq 6 \text{ cm}^2$$

### VII.1.2.4. Armature transversales

Les deux nappes d'armatures sont reliées par (04) épingles en HA8 pour un mètre carré de surface verticale.

### VII.1.3. Vérification des contraintes de cisaillement

L'effort tranchant  $V_u$  est obtenu en multipliant la contrainte de cisaillement  $S_{12}$  par la surface de cisaillement :  $V_u = S_{12} \cdot d \cdot e$

- BAEL 91

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{279.89 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2000} = 0.77 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.77 < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$$

- RPA 2003

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 279.89 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2000} = 1.09 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.09 < \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa}$$

- Vérification à l'ELS

$$\sigma_b = \frac{N_s}{L_{xe}} + \frac{6M_s}{L^2 x_e} = \frac{1338,3 \times 10^3}{2000 \times 200} + \frac{6 \times 40,87 \times 10^6}{2000^2 \times 200} = 3,65 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

## Tableaux de ferrailage du voile VL1YY des différents étages

## Sous sol, RDC et étage 1

		SOUS SOL	RDC	ETAGE1
Hauteur	he (m)	3,06	4,08	3,06
Longueur	L (m)	2	2	2
épaisseur	e(m)	0,2	0,2	0,2
Pourcentage d'acier minimum	romin1 (%)	0,2	0,2	0,2
	romin2 (%)	0,15	0,15	0,15
	romin3 (%)	0,1	0,1	0,1
Effort tranchant	Vu max (kN)	294,3	279,89	225,41
ELS (G +Q)	Ns (kN)	-1436,57	-1338,3	-1257,19
	Ms (kNm)	60,44	40,87	51,25
ELU (1,35G+1,5Q)	Nu (kN)	-2002,62	-1864,99	-1749,58
	Mu (kNm)	28,86	30,04	40,25
cas1	Nmax (kN)	-3011,95	-2365,7	-1877,71
	Mcor (kNm)	956,78	670,36	181,51
cas2	Nmin (kN)	-763,45	-267,62	-105,94
	Mcor (kNm)	928,78	641,19	136,37
cas3	Ncor (kN)	-3011,95	-2365,7	-1688,22
	Mmax (kNm)	956,78	670,36	378,76
ELU (1,35G+1,5Q)	$\sigma_{max}$ [MPa]	-4,790	-4,437	-4,072
	$\sigma_{min}$ [MPa]	-5,223	-4,888	-4,676
	Lc(m)	2,000	2,000	2,000
	Lt(m)	0,000	0,000	0,000
	d1 (m)	0,000	0,000	0,000
	d2 (m)	0,000	0,000	0,000
	$\sigma_1$ [MPa]	---	---	---
	N1 (kN)	-2002,620	-1864,990	-1749,580
	N2 (kN)	0,000	0,000	0,000
	A1 (cm <sup>2</sup> )	0,000	0,000	0,000
	A2 (cm <sup>2</sup> )	0,000	0,000	0,000
	ro1 (%)	0,150	0,150	0,150
ro2 (%)	0,150	0,150	0,150	
cas1 (Nmax et M)	$\sigma_{max}$ [MPa]	-0,354	-0,887	-3,333
	$\sigma_{min}$ [MPa]	-14,706	-10,942	-6,056
	Lc(m)	2,000	2,000	2,000
	Lt(m)	0,000	0,000	0,000
	d1 (m)	0,000	0,000	0,000
	d2 (m)	0,000	0,000	0,000
	$\sigma_1$ [MPa]	---	---	---
	N1 (kN)	-3011,950	-2365,700	-1877,710
	N2 (kN)	0,000	0,000	0,000
	A1 (cm <sup>2</sup> )	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>
	A2 (cm <sup>2</sup> )	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>
	ro1 (%)	0,150	0,150	0,150
ro2 (%)	0,150	0,150	0,150	

cas2 (Nmin et M)	$\sigma_{max}$ [MPa]	5,057	4,140	0,758
	$\sigma_{min}$ [MPa]	-8,874	-5,478	-1,288
	Lc(m)	1,274	1,139	1,259
	Lt(m)	0,726	0,861	0,741
	d1 (m)	0,500	0,500	0,500
	d2 (m)	0,226	0,361	0,241
	$\sigma_1$ [MPa]	1,574	1,735	0,247
	N1 (kN)	331,576	293,765	50,223
	N2 (kN)	35,580	62,627	5,943
	A1 (cm <sup>2</sup> )	8,29	7,34	1,26
	A2 (cm <sup>2</sup> )	0,89	1,57	0,15
	ro1 (%)	0,829	0,734	0,200
	ro2 (%)	0,200	0,217	0,200
	cas3 (N et Mmax)	$\sigma_{max}$ [MPa]	-0,354	-0,887
$\sigma_{min}$ [MPa]		-14,706	-10,942	-7,061
Lc(m)		2,000	2,000	2,000
Lt(m)		0,000	0,000	0,000
d1 (m)		0,000	0,000	0,000
d2 (m)		0,000	0,000	0,000
$\sigma_1$ [MPa]		---	---	---
N1 (kN)		-3011,950	-2365,700	-1688,220
N2 (kN)		0,000	0,000	0,000
A1 (cm <sup>2</sup> )		0,00	0,00	0,00
A2 (cm <sup>2</sup> )		0,00	0,00	0,00
ro1 (%)		0,150	0,150	0,150
ro2 (%)		0,150	0,150	0,150
<b>Pourcentage d'acier vertical calculé sur d1 et d2 avec Amin</b>		<b>ro1 (%)</b>	<b>0,829</b>	<b>0,734</b>
	<b>ro2 (%)</b>	<b>0,200</b>	<b>0,217</b>	<b>0,200</b>
<b>Acier de couture</b>	<b>Aj(cm<sup>2</sup>)</b>	11,331	10,776	8,678
<b>Pourcentage d'acier calculé sur d1= d2=L/4 +Avj</b>	<b>rov1 (%)</b>	1,112	1,004	0,417
	<b>rov2 (%)</b>	0,483	0,486	0,417
<b>sections d'acier sur d1=L/4</b>	<b>AV1 (cm<sup>2</sup>)</b>	11,122	10,038	4,170
<b>sections d'acier sur d2=L/4</b>	<b>AV2 (cm<sup>2</sup>)</b>	4,833	4,863	4,170
<b>Pourcentage d'acier Horizontale</b>	<b>roh(%)</b>	0,278	0,251	0,150
<b>Section d'acier horizontale sur he</b>	<b>Ah (cm<sup>2</sup>)</b>	17,016	20,477	9,180
Armatures / bande sur d1 = L/4	Nbre et esp. sur d1	2x(4HA14) e≈14 cm	2x(4HA14) e≈14 cm	2x(4HA10) e≈14 cm
	Av1 adoptée (cm <sup>2</sup> )	(12,32 cm <sup>2</sup> )	(12,32 cm <sup>2</sup> )	(6,28 cm <sup>2</sup> )
Armatures / bande sur d2 = L/4	Nbre et esp. sur d2	2x(4HA10) e≈14cm	2x(4HA10) e≈14cm	2x(4HA10) e≈14cm
	Av2 adoptée (cm <sup>2</sup> )	(6,28cm <sup>2</sup> )	(6,28cm <sup>2</sup> )	(6,28cm <sup>2</sup> )
Armatures horizontales	Nbre et esp. Horiz.	2x(19HA8) e≈14 cm	2x(26HA8) e≈14 cm	2x(15HA8) e≈18 cm
	Ah adoptée (cm <sup>2</sup> )	(23 cm <sup>2</sup> )	(26,12cm <sup>2</sup> )	(15,07 cm <sup>2</sup> )
Verification de $\tau_u$ Verification de $\tau_b$ Verification de $\sigma_b$	$\tau_u$ (MPa)	0,818	0,777	0,626
	$\tau_b$ (MPa)	1,145	1,088	0,877
	$\sigma_b$ (MPa)	4,045	3,652	3,527

## Etage 2, étage 3et etage4

		ETAGE2	ETAGE3	ETAGE4
Hauteur	he (m)	3,06	3,06	3,06
Longueur	L (m)	2	2	2
épaisseur	e(m)	0,2	0,2	0,2
Pourcentage d'acier minimum	romin1 (%)	0,2	0,2	0,2
	romin2 (%)	0,15	0,15	0,15
	romin3 (%)	0,1	0,1	0,1
Effort tranchant	Vu max (kN)	179,57	167,6	144,61
ELS (G +Q)	Ns (kN)	-1124,23	-992,08	-825,89
	Ms (kNm)	42,77	48,81	54,26
ELU (1,35G+1,5Q)	Nu (kN)	-1562,62	-1376,14	-1144,46
	Mu (kNm)	9,62	19,31	0,5
cas1	Nmax (kN)	-1561,75	-1302,14	-1053,3
	Mcor (kNm)	118,04	88,62	133,94
cas2	Nmin (kN)	-222,3	-287,13	-275,9
	Mcor (kNm)	106,93	62,39	132,26
cas3	Ncor (kN)	-1367,01	-1195,09	-730,72
	Mmax (kNm)	238,19	195,6	135,84
ELU (1,35G+1,5Q)	$\sigma_{max}$ [MPa]	-3,834	-3,296	-2,857
	$\sigma_{min}$ [MPa]	-3,979	-3,585	-2,865
	Lc(m)	2,000	2,000	2,000
	Lt(m)	0,000	0,000	0,000
	d1 (m)	0,000	0,000	0,000
	d2 (m)	0,000	0,000	0,000
	$\sigma_1$ [MPa]	---	---	---
	N1 (kN)	-1562,620	-1376,140	-1144,460
	N2 (kN)	0,000	0,000	0,000
	A1 (cm <sup>2</sup> )	0,000	0,000	0,000
	A2 (cm <sup>2</sup> )	0,000	0,000	0,000
	ro1 (%)	0,150	0,150	0,150
	ro2 (%)	0,150	0,150	0,150
cas1 (Nmax et M)	$\sigma_{max}$ [MPa]	-3,019	-2,591	-1,629
	$\sigma_{min}$ [MPa]	-4,790	-3,920	-3,638
	Lc(m)	2,000	2,000	2,000
	Lt(m)	0,000	0,000	0,000
	d1 (m)	0,000	0,000	0,000
	d2 (m)	0,000	0,000	0,000
	$\sigma_1$ [MPa]	---	---	---
	N1 (kN)	-1561,750	-1302,140	-1053,300
	N2 (kN)	0,000	0,000	0,000
	A1 (cm <sup>2</sup> )	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>
	A2 (cm <sup>2</sup> )	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>
	ro1 (%)	0,150	0,150	0,150
	ro2 (%)	0,150	0,150	0,150
cas2 (Nmin et M)	$\sigma_{max}$ [MPa]	0,246	-0,250	0,302
	$\sigma_{min}$ [MPa]	-1,358	-1,186	-1,682

	Lc(m)	1,693	2,000	1,695
	Lt(m)	0,307	0,000	0,305
	d1 (m)	0,307	0,000	0,305
	d2 (m)	0,000	0,000	0,000
	$\sigma_1$ [MPa]	0,000	---	0,000
	N1 (kN)	7,560	-287,130	9,207
	N2 (kN)	0,000	0,000	0,000
	A1 (cm <sup>2</sup> )	0,19	0,00	0,23
	A2 (cm <sup>2</sup> )	0,00	0,00	0,00
	ro1 (%)	0,200	0,150	0,200
	ro2 (%)	0,150	0,150	0,150
cas3 (N et Mmax)	$\sigma_{max}$ [MPa]	-1,631	-1,521	-0,808
	$\sigma_{min}$ [MPa]	-5,204	-4,455	-2,846
	Lc(m)	2,000	2,000	2,000
	Lt(m)	0,000	0,000	0,000
	d1 (m)	0,000	0,000	0,000
	d2 (m)	0,000	0,000	0,000
	$\sigma_1$ [MPa]	---	---	---
	N1 (kN)	-1367,010	-1195,090	-730,720
	N2 (kN)	0,000	0,000	0,000
	A1 (cm <sup>2</sup> )	0,00	0,00	0,00
	A2 (cm <sup>2</sup> )	0,00	0,00	0,00
	ro1 (%)	0,150	0,150	0,150
ro2 (%)	0,150	0,150	0,150	
Pourcentage d'acier vertical calculé sur d1 et d2 avec Amin	ro1 (%)	<b>0,200</b>	<b>0,150</b>	<b>0,200</b>
	ro2 (%)	<b>0,150</b>	<b>0,150</b>	<b>0,150</b>
Acier de couture	Aj(cm <sup>2</sup> )	6,913	6,453	5,567
Pourcentage d'acier calculé sur d1= d2=L/4 +Avj	rov1 (%)	0,373	0,311	0,339
	rov2 (%)	0,323	0,311	0,289
sections d'acier sur d1=L/4	AV1 (cm <sup>2</sup> )	3,728	3,113	3,392
sections d'acier sur d2=L/4	AV2 (cm <sup>2</sup> )	3,228	3,113	2,892
Pourcentage d'acier Horizontale	roh(%)	0,150	0,150	0,150
Section d'acier horizontale sur he	Ah (cm <sup>2</sup> )	9,180	9,180	9,180
Armatures / bande sur d1 = L/4	Nbre et esp. sur d1	2x(4HA10) e≈14 cm	2x(4HA10) e≈14 cm	2x(4HA10) e≈14 cm
	Av1 adoptée (cm <sup>2</sup> )	(6,28 cm <sup>2</sup> )	(6,28 cm <sup>2</sup> )	(6,28 cm <sup>2</sup> )
Armatures / bande sur d2 = L/4	Nbre et esp. sur d2	2x(4HA8) e≈14 cm	2x(4HA8) e≈14 cm	2x(4HA8) e≈14 cm
	Av2 adoptée (cm <sup>2</sup> )	(4,02cm <sup>2</sup> )	(4,02cm <sup>2</sup> )	(4,02cm <sup>2</sup> )
Armatures horizontales	Nbre et esp. Horiz.	2x(15HA8) e≈18 cm	2x(15HA8) e≈18 cm	2x(15HA8) e≈18 cm
	Ah adoptée (cm <sup>2</sup> )	(15,07 cm <sup>2</sup> )	(15,07 cm <sup>2</sup> )	(15,07 cm <sup>2</sup> )
Verification de $\tau_u$ Verification de $\tau_b$ Verification de $\sigma_b$	$\tau_u$ (MPa)	0,499	0,466	0,402
	$\tau_b$ (MPa)	0,698	0,652	0,562
	$\sigma_b$ (MPa)	3,131	2,846	2,472

## Etage5, étage 6 et etage7

		ETAGE5	ETAGE6	ETAGE7
Hauteur	he (m)	3,06	3,06	3,06
Longueur	L (m)	2	2	2
épaisseur	e(m)	0,2	0,2	0,2
Pourcentage	romin1 (%)	0,2	0,2	0,2
d'acier	romin2 (%)	0,15	0,15	0,15
minimum	romin3 (%)	0,1	0,1	0,1
Effort tranchant	Vu max (kN)	120,99	99,08	77,17
ELS (G +Q)	Ns (kN)	-637,53	-443,5	-249,47
	Ms (kNm)	59,25	66,65	74,05
ELU (1,35G+1,5Q)	Nu (kN)	-882,91	-613,84	-344,77
	Mu (kNm)	5,88	7,21	8,54
cas1	Nmax (kN)	-878,34	-662,98	-447,62
	Mcor (kNm)	109,41	87,31	65,21
cas2	Nmin (kN)	-150,56	-54,72	41,12
	Mcor (kNm)	115,38	95,35	75,32
cas3	Ncor (kN)	-396,72	-224,03	-51,34
	Mmax (kNm)	117,7	97,64	77,58
ELU (1,35G+1,5Q)	$\sigma_{max}$ [MPa]	-2,163	-1,481	-0,798
	$\sigma_{min}$ [MPa]	-2,251	-1,589	-0,926
	Lc(m)	2,000	2,000	2,000
	Lt(m)	0,000	0,000	0,000
	d1 (m)	0,000	0,000	0,000
	d2 (m)	0,000	0,000	0,000
	$\sigma_1$ [MPa]	---	---	---
	N1 (kN)	-882,910	-613,840	-344,770
	N2 (kN)	0,000	0,000	0,000
	A1 (cm <sup>2</sup> )	0,000	0,000	0,000
	A2 (cm <sup>2</sup> )	0,000	0,000	0,000
	ro1 (%)	0,150	0,150	0,150
ro2 (%)	0,150	0,150	0,150	
cas1 (Nmax et M)	$\sigma_{max}$ [MPa]	-1,375	-1,003	-0,630
	$\sigma_{min}$ [MPa]	-3,016	-2,312	-1,608
	Lc(m)	2,000	2,000	2,000
	Lt(m)	0,000	0,000	0,000
	d1 (m)	0,000	0,000	0,000
	d2 (m)	0,000	0,000	0,000
	$\sigma_1$ [MPa]	---	---	---
	N1 (kN)	-878,340	-662,980	-447,620
	N2 (kN)	0,000	0,000	0,000
	A1 (cm <sup>2</sup> )	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>
	A2 (cm <sup>2</sup> )	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>
	ro1 (%)	0,150	0,150	0,150
ro2 (%)	0,150	0,150	0,150	
cas2 (Nmin et M)	$\sigma_{max}$ [MPa]	0,489	0,578	0,668
	$\sigma_{min}$ [MPa]	-1,242	-0,852	-0,462
	Lc(m)	1,435	1,191	0,818
	Lt(m)	0,565	0,809	1,182

	d1 (m)	0,500	0,500	0,500
	d2 (m)	0,065	0,309	0,682
	$\sigma_1$ [MPa]	0,056	0,221	0,385
	N1 (kN)	27,262	39,955	52,648
	N2 (kN)	0,366	6,815	26,274
	A1 (cm <sup>2</sup> )	0,68	1,00	1,32
	A2 (cm <sup>2</sup> )	0,01	0,17	0,66
	ro1 (%)	0,200	0,200	0,200
	ro2 (%)	0,200	0,200	0,200
cas3 (N et Mmax)	$\sigma_{max}$ [MPa]	-0,109	0,172	0,454
	$\sigma_{min}$ [MPa]	-1,875	-1,292	-0,710
	Lc(m)	2,000	1,765	1,221
	Lt(m)	0,000	0,235	0,779
	d1 (m)	0,000	0,235	0,500
	d2 (m)	0,000	0,000	0,279
	$\sigma_1$ [MPa]	---	0,000	0,163
	N1 (kN)	-396,720	4,051	30,804
	N2 (kN)	0,000	0,000	4,543
	A1 (cm <sup>2</sup> )	0,00	0,10	0,77
	A2 (cm <sup>2</sup> )	0,00	0,00	0,11
	ro1 (%)	0,150	0,200	0,200
	ro2 (%)	0,150	0,150	0,200
	<b>Pourcentage d'acier vertical calculé sur d1 et d2 avec Amin</b>	<b>ro1 (%)</b>	<b>0,200</b>	<b>0,200</b>
<b>Acier de couture</b>	<b>Aj(cm<sup>2</sup>)</b>	4,658	3,815	2,971
<b>Pourcentage d'acier calculé sur d1= d2=L/4 +Avj</b>	<b>rov1 (%)</b>	0,316	0,295	0,274
<b>sections d'acier sur d1=L/4</b>	<b>rov2 (%)</b>	0,316	0,295	0,274
<b>sections d'acier sur d2=L/4</b>	<b>AV1 (cm<sup>2</sup>)</b>	3,165	2,954	2,743
	<b>AV2 (cm<sup>2</sup>)</b>	3,165	2,954	2,743
<b>Pourcentage d'acier Horirontal</b>	<b>roh(%)</b>	0,150	0,150	0,150
<b>Section d'acier horizontale sur he</b>	<b>Ah (cm<sup>2</sup>)</b>	9,180	9,180	9,180
Armatures / bande sur d1 = L/4	Nbre et esp. sur d1	2x(4HA10) e≈14 cm	2x(4HA10) e≈14 cm	2x(4HA10) e≈14 cm
	Av1 adoptée (cm <sup>2</sup> )	(6,28 cm <sup>2</sup> )	(6,28 cm <sup>2</sup> )	(6,28 cm <sup>2</sup> )
Armatures / bande sur d2 = L/4	Nbre et esp. sur d2	2x(4HA8) e≈14 cm	2x(4HA8) e≈14 cm	2x(4HA8) e≈14 cm
	Av2 adoptée (cm <sup>2</sup> )	(4,02cm <sup>2</sup> )	(4,02cm <sup>2</sup> )	(4,02cm <sup>2</sup> )
Armatures horizontales	Nbre et esp. Horiz.	2x(15HA8) e≈18 cm	2x(15HA8) e≈18 cm	2x(15HA8) e≈18 cm
	Ah adoptée (cm <sup>2</sup> )	(15,07 cm <sup>2</sup> )	(15,07 cm <sup>2</sup> )	(15,07 cm <sup>2</sup> )
Verification de $\tau_u$	$\tau_u$ (MPa)	0,336	0,275	0,214
Verification de $\tau_b$	$\tau_b$ (MPa)	0,471	0,385	0,300
Verification de $\sigma_b$	$\sigma_b$ (MPa)	2,038	1,609	1,179

# CHAPITRE VIII:

# CALCUL DE L'INFRASTRUCTURE

## VIII. CALCUL DE L'INFRASTRUCTURE

### VIII.1. Introduction

Les fondations sont des éléments intermédiaires qui ont pour objet de transmettre des efforts de la superstructure au sol.

### VIII.2. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La Nature de l'ouvrage à fonder .
- La nature du terrain et sa résistance .
- La profondeur du bon sol .
- Le tassement du sol .
- La facilité d'exécution .
- L'économie.

#### Remarque

Vue la surface du bâtiment par rapport à sa hauteur et la nature du sol sur lequel va être fondé notre ouvrage, on opte pour des fondations superficielles.

#### a) Semelles isolés sous poteaux

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{S_{max}}$  qui est obtenue à la base du poteau le plus sollicitée.

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = k \rightarrow \frac{60}{60} = 1 \quad \text{alors : } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{1148.86}{150}} = 2.77\text{m} \rightarrow A = B = 2.77\text{m}$$

#### Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors on opte pour des semelles filantes.

#### b) Semelles filantes

##### ➤ Semelles sous poteaux

#### Hypothèse de calcul

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

#### Etape de calcul

- -détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$
- -détermination des coordonnées de la structure R :  $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

Avec :  $e_i$  : excentricité par rapport au centre de gravité.

Détermination de la distribution de charges par (ml) de semelle :

$$e = \frac{L}{6} \rightarrow \text{Repartition trapezoidale}$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) \text{ et } q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right) \quad q_{min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right)$$

- Détermination de la largeur B de la semelle :  $B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

**Exemple de calcul**

poteaux	$N_i (G+Q)$	Moment	$e_i(m)$	$N_i \times e_i$
1	1148.86	1.93	-8.275	-9506.82
2	1114.86	1.61	-2.775	-3092.26
3	1079.46	6.46	2.775	2995.50
4	1044.91	2.26	8.275	8646.63
Total	4387.56	12.26	/	-956.95

**On obtient :**

résultante des charges : $R = \sum N_i$	4387056kN
coordonnées de la structure R : $e = \frac{\sum N_i * e_i + \sum M_i}{R}$	-0.22m
distribution de charges $e = \frac{L}{6}$	0.22
distribution de charges $q_{max}$	286.25kN/ml
distribution de charges $q_{min}$	243.96 kN/ml
distribution de charges $q \left(\frac{B}{4}\right)$	275.68 kN/ml
la largeur B de la semelle $B \geq \frac{q \left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$	1.84m
La surface de la semelle filante sous poteaux	$1.84 \times 17 = 31.28m^2$
la surface totale des semelles sous poteaux	$s_p = s_x n = 31.28 \times 5 = 156.40 m^2$

**➤ Semelles sous Voiles**

Elles sont dimensionnées à ELS sous l'effort N :  $N_s = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :  $\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B*L} \rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}*L}$

$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol vaut 0,15MPa

B : largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile

G : charge permanente revenant aux voiles

Q : surcharge revenant aux voiles

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**➤ Sens transversal**

Voiles	$N_i (kN)$	L (m)	B (m)	$S = B \times L (m^2)$
$V_{T1}$	1356.23	2	4.52	9.04
$V_{T2}$	1350.88	2	4.5	9.00
$V_{T3}$	1277.80	2	4.26	8.52
$V_{T4}$	659.02	3.36	1.31	4.40
$V_{T5}$	1219.09	2	4.06	8.12
$V_{T6}$	765.90	1.5	3.40	5.10
$V_{T7}$	885.87	1.5	3.94	5.91
$V_{T8}$	1130.06	2	3.77	7.54

➤ **Sens longitudinal**

Voiles	$N_i$ (kN)	L (m)	B (m)	S = B x L
$V_{L1}$	1055.49	2	3.52	7.04
$V_{L2}$	590.55	1.5	2.62	3.93
$V_{L3}$	590.55	1.5	2.62	3.93
$V_{L4}$	590.55	1.5	2.62	3.93
$V_{L5}$	1271.36	2	4.24	8.48
$V_{L6}$	813.53	1.5	3.62	5.43

**Calcul des surfaces :**

La somme des surfaces des semelles sous voiles $S_V = \sum B_i * L_i$	90.37cm <sup>2</sup>
la surface totale occupée par les semelles filantes $S_T = S_p + S_V$	246.77cm <sup>2</sup>
Le rapport $\frac{S_T}{S_{batiment}}$	66%

**Conclusion :**

En plus de la contrainte du sol  $\sigma_{sol}$  qui est modérée ( $\sigma_{sol} = 1,5 \text{ bars}$ ), les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise 66% c'est-à-dire une faible bande de sol entre deux semelles filante. Pour cela nous opterons pour un radier général.

**VIII.3. Etude du radier**

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

**VIII.3.1. Pré dimensionnement du radier****a) Condition d'épaisseur minimale**

La hauteur du radier doit avoir au moins 25cm.

**b) Condition forfaitaire**

Selon la condition forfaitaire :

➤ **La dalle**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:  $h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$

Avec :  $L_{max}$  : l'entre axe maximal des poteaux .  $L_{max} = 5,8 \text{ m}$  ;  $h_d \geq \frac{580}{20} = 29 \text{ cm}$

On prend :  $h_d = 40 \text{ cm}$ .

➤ **La nervure**

La nervure du radier doit avoir une hauteur  $h_n$  avec:  $h_n \geq \frac{580}{10} = 58 \text{ cm}$

**c) Condition de la longueur**

Calcul de la hauteur élastique  $L_e = \sqrt[3]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

**Avec :**

$L_e$  : Longueur élastique.

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40 \text{ MPa}$

$I$  : L'inertie de la section.

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10819 \text{ MPa}.$$

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$D'où : h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5.8\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10819}} = 1.27 \text{ m} \quad \text{Soit : } h = 130 \text{ cm}.$$

**Conclusion :**

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant:

- Hauteur des nervures suivant les deux sens :  **$h = 130 \text{ cm}$**
- Largeur de la nervure :  **$b = 65 \text{ cm}$** .
- Hauteur de la dalle :  **$h_d = 40 \text{ cm}$** .

**Calcul de la surface du radier :**

sollicitations	Les charges		Les combinaisons	
	Q (kN)	G (kN)	ELU (kN)	ELS (kN)
valeurs	24574.18	10985.26	49653.033	35559.44

### VIII.3.2. Caractéristiques du radier

#### a) Surface du radier

	surface	
ELU	$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \cdot \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{49653.033}{1,33 \times 150} = 248.88 \text{ m}^2.$	$\max(S_{ELU}; S_{ELS}) = 248.88 \text{ m}$
ELS	$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{35559.44}{150} = 237,06 \text{ m}^2.$	

$$S_{\text{batiment}} = 374 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 248.88 \text{ m}^2$$

D'après le BAEL91, on doit ajouter au radier un débord minimal de largeur  $d_{\text{déb}}$  avec :

$$d_{\text{déb}} \geq \left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \left(\frac{130}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 65 \text{ cm}. \quad \text{Avec : } h : \text{ hauteur du radier}$$

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bât}} + S_{\text{débords}} = 374 + 2(22 \times 0.65) + 2(17 \times 0.65) = \mathbf{424.70 \text{ m}^2}.$$

#### b) Poids de radier

- **Poids total du radier**

**G radier** = poids de la dalle + poids de la nervure + poids de la dalle flottante + poids de T.V.O.

- **Poids de la dalle**

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \cdot h_d \cdot \rho_b = 424.7 \times 0,4 \times 25 = 4247 \text{ kN}.$$

➤ **Poids des nervures**

$$P_{\text{nerv}} = b_n \cdot (h_n - h_d) \cdot L \cdot n \cdot \rho_b = 0.65 \times (1.3 - 0.4) \times (14.4 \times 5 + 18.75 \times 4) \times 25 = 1138.99 \text{ kN}$$

➤ **Poids de TVO**

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho = (424.7 - 95.55) \times (1.30 - 0.40) \times 17 = 5036 \text{ kN.}$$

➤ **Poids de la dalle flottante**

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{nes}}) \cdot \rho \cdot p_b = (424.7 - 95.55) \times 0.1 \times 25 = 822.87 \text{ kN.}$$

$$G_{\text{radier totale}} = 11244.9 \text{ kN}$$

c) **Poids total du radier et la structure**

$G_t$  = poids du radier + poids de la structure :

$$G_t = 11244.9 + 24574.18 = 35819.08 \text{ kN.}$$

d) **Surcharge total**

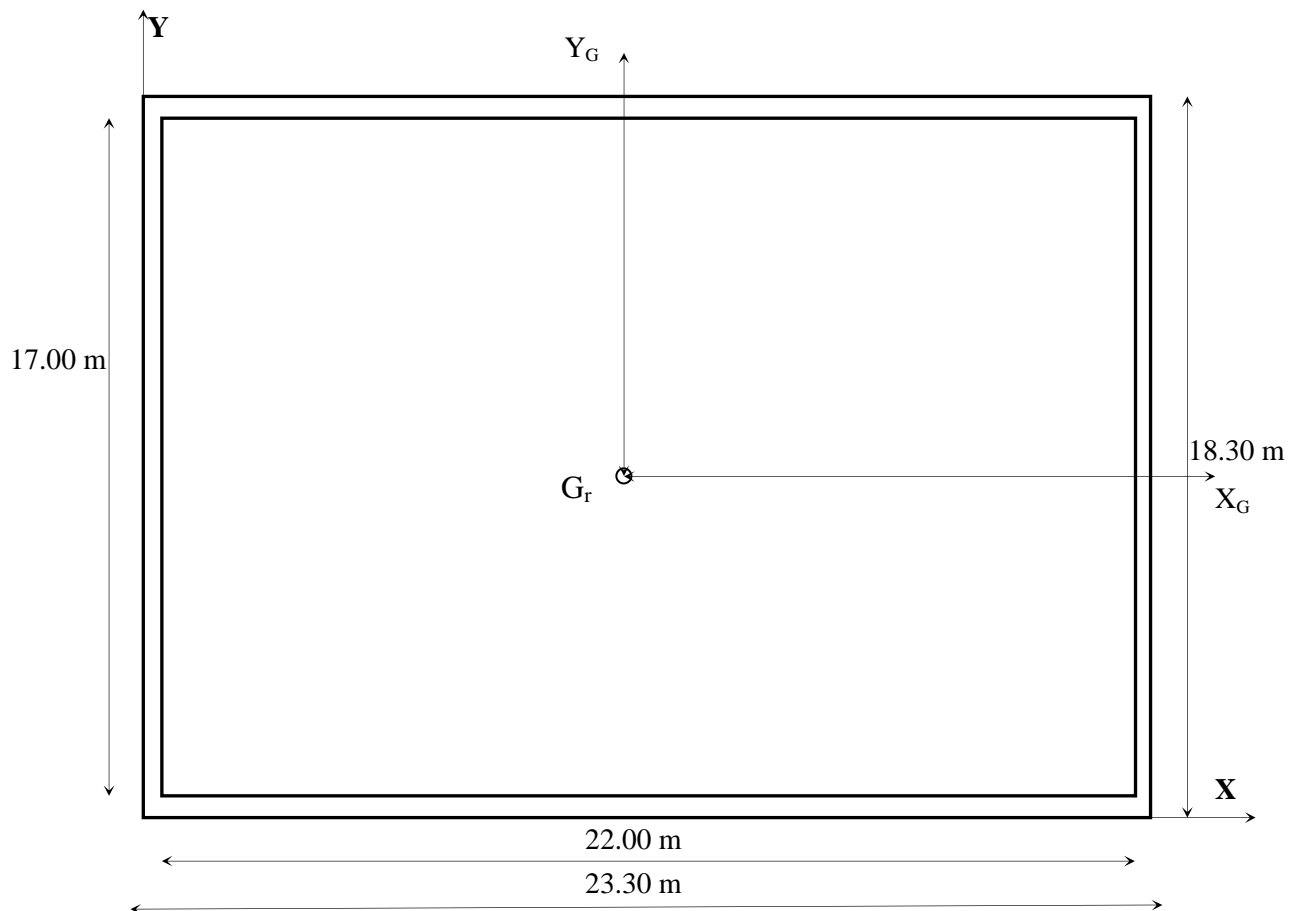
$Q_t$  = surcharge du radier + surcharge de la structure :

$$Q_t = 1.5 \times 424.70 + 10985.26 = 11622.31 \text{ kN}$$

e) **Combinaisons d'actions**

ELU	$N_u = 1.35G + 1.5Q = 65789.22 \text{ kN}$
ELS	$N_s = G + Q = 47441.39 \text{ kN}$

f) **Centre de gravité de la semelle du radier**



**Fig VIII.3.3.** Position de centre de gravité du radier

$X_G = \frac{\sum S_i * X_i}{\sum S_i}$	XG=11.3 m
$Y_G = \frac{\sum S_i * X_i}{\sum S_i}$	YG=8.5 m

**g) Moments d'inertie de la semelle du radier**

$I_{xx}$	$\frac{bh^3}{12} = \frac{23.3 * 18.3^3}{12} = 11899.48m^4$
$I_{yy}$	$\frac{hb^3}{12} = \frac{18.3 * 23.3^3}{12} = 19292.23m^4$

**VIII.3.3. Vérifications**

**a) Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$b = 1 \text{ m}, d = 0,9h_d = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \cdot d} \leq \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$V_{u\max} = \frac{q_u * L_{\max}}{2} = \frac{N_u * b * L_{\max}}{2 S_{\text{radier}}} = \frac{59451 * 1 * 5.8}{2 * 424.7} = 405.94 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{405.94 * 10^3}{10^3 * 360} = 1.13 < 2.5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**b) Vérification à l'effort sous pressions**

$$P \geq \alpha * S_{\text{radier}} * \gamma * Z$$

P : Poids total à la base du radier

$\gamma$  : Poids volumique de l'eau = 10 kN/m<sup>3</sup>

Z : Profondeur de l'infrastructure Z = 1,30 m.

$\alpha$ : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement  $\alpha = 1,5$

$$P = (S_{\text{superstructure}} + S_{\text{infrastructure}}) = \mathbf{36826.26 \text{ kN}}$$

$$\alpha * S_{\text{radier}} * \gamma * Z = 1.5 * 424.7 * 10 * 1.3 = 8281.65 \text{ kN}$$

$$P = \mathbf{36826.26} > 8281.65 \text{ kN} \text{ Condition vérifiée}$$

**c) Vérification au poinçonnement**

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite

$$(N_u \leq 0,045 * U_c * f_{c28}).$$

**d) Vérification pour les poteaux**

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité par la formule suivante.

$$(N_u \leq 0,045 * U_c * f_{c28})$$

Avec

$N_u$  : charge de poteau à L'ELU égale à **1602.91kN**

$U_c$  : périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

h : hauteur de la nervure égale à 90cm

$$U_c = (a + b + 2h) * 2 = (0.6 + 0.6 + 2 * 0.90)2 = 6 \text{ m}$$

$$N_u = 1602.91 \text{ kN} < 0.045 * 6 * 25000 = 6750 \text{ kN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## e) Vérification pour les voiles

Pour une bande de largeur  $b = 1 \text{ m}$

Il faut vérifier que  $(N_u \leq 0,045 \times U_i \times f_{c28})$

Avec :  $U_C = ((0.2 + 1) + 2 * 0.9)2 = 6\text{m}$

$N_u$  : charge de calcul à L'ELU du voile, le plus sollicité vaut 1892.03kN

Donc :  $N_U = 1892.03\text{kN} < 0.045 * 6 * 25000 = 6750\text{kN} \longrightarrow$  Condition vérifiée

Les résultats réduits données par le logiciel " Robot Bat " :

**GV niv1 (10.75 ; 8.49 ; -0.98).**

**GH niv1 (10.78 ; 8.22 ; 0.00).**

Position du centre de gravité du radier :

Pour le repère global(OXYZ), le centre de gravité du radier **G radier (11.00 ; 8.50 ; -4.36)** nous avons les excentricités suivants :

## ➤ Pour les Charges verticales (G, Q) :

$e_{XrV}$	XG radier -XV niv1 = 11 - 10.75	0.25
$e_{YrV}$	YG radier -YV niv1 = 8.50 - 8.49	0.01
$e_{ZrV}$	ZG radier -ZV niv1 = -4.36 - (-0.98)	3.38

## ➤ Charges horizontal (le séisme) :

$e_{XrH}$	XG radier -XH niv1 = 11 - 10.78	0.22
$e_{YrH}$	YG radier -YH niv1 = 8.5 - 8.22	0.28
$e_{ZrH}$	ZG radier -ZH niv1 = 0 - (-4.36)	4.36

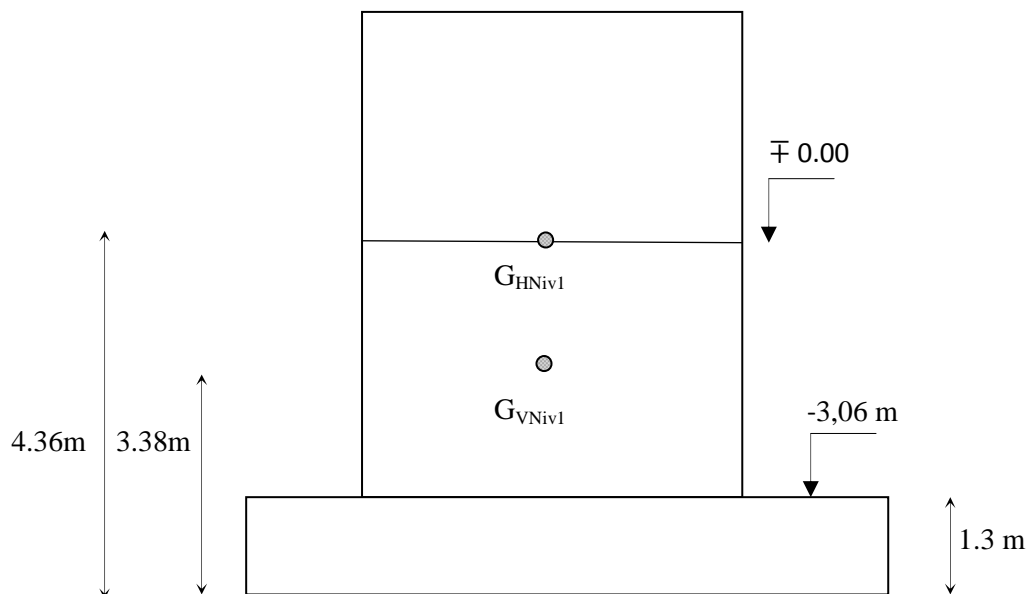


Fig VIII.3.2. Centre de gravité du radier et du premier niveau

Les réductions des efforts au centre de gravité de la base du radier sont résumées dans le tableau suivant :

sens	effort	G	Q	E	G+Q+E	G+Q-E	0.8G+E	0.8G-E	ELU	ELS
XX	N	24574.2	10985.3	8099.2	43658.7	27460.2	27758.6	11560.1	49653.1	35559.5
	V <sub>xx</sub>	-0.66	-0.16	627.96	627.14	-628.8	627.43	-628.5	-1.13	-0.82
	M	14.10	5.95	1438.4	4257.6	-3506.35	4089.9	-3674.1	524.5	375.7
	N*e	245.74	109.85	2267.8						
	V*e	-0.007	-0.002	175.83						
	M <sub>tot</sub>	259.85	115.8	3882						
YY	N	24574.2	10985.3	8697.2	44256.6	26862.2	28356.6	10962.2	49653.1	35559.5
	V <sub>yy</sub>	1.46	0.56	1.09	3.11	0.93	2.26	0.08	2.8	2.02
	M	14.1	5.95	5504.4	16328.5	1492.5	12344.5	-2491.5	12442	8910.5
	N*e	6143.6	2746.3	1913.4						
	V*e	0.36	0.14	0.24						
	M <sub>tot</sub>	6158.1	2752.4	7418						

### VIII.3.4. Calcul des sollicitations et vérification de la stabilité du radier

Elle consiste à vérifier la contrainte du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

Effort normal N due aux charges verticales (G+Q ou 0.8G)

Moment de renversement M

$M_0$  : Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_0$  : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure.

$I_x, I_y$  : Moments d'inerties du panneau considéré dans le sens choisi.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

On doit vérifier que :  $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{adm}$        $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} V$

Calcul des contraintes normales moyennes sous radier :

Soit :

Cas 1 :  $N_{max} \Rightarrow M_{cor}$ .

Cas 2 :  $N_{min} \Rightarrow M_{cor}$ .

Cas 3 :  $M_{max} \Rightarrow N_{cor}$ .

$\sigma_m < \sigma_{adm} = 2\sigma = 300 \text{ kN/m}^2$  pour le cas accidentelle

$\sigma_m < \sigma_{adm} = 1.33\sigma = 199.5 \text{ kN/m}^2$  pour le cas ELU

$\sigma_m < \sigma_{adm} = \sigma = 150 \text{ kN/m}^2$  pour le cas ELS

cas	sens	cas	N (kN)	M (kNm)	I (m <sup>4</sup> )	V(m)	$S_{ra}(m^2)$	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{adm}$ (kN/m <sup>2</sup> )
acc	XX	C1	43658.7	4257.6	25727	11	424.7	104.62	100.98	103.71	300
		C2	11560.1	3674.1				28.79	25.65	28.00	
		C3	4257.6	43658.7				28.69	-8.64	19.36	
	YY	C1	44256.6	16328.5	43083	8.5		107.43	100.98	105.81	
		C2	10962.2	2491.5				26.3	25.34	26.06	
		C3	12344.5	28356.6				34.66	23.47	31.86	
ELU	XX	49653.1	524.5	25727	11	117.13	116.69	117.02	199.5		
	YY	49653.1	12442	43083	8.5	119.38	114.44	118.15			
ELS	XX	35559.5	375.7	25727	11	83.90	83.73	83.86	150		
	YY	35559.5	8910.5	43083	8.5	85.48	81.97	84.60			

**Observation :**

Condition vérifiée pour toutes les contraintes normales moyennes ( $\sigma_m$ ).

**a) Vérification au renversement (Art 10.1.5. du RPA99/version2003)**

Quel que soit le type de fondation on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticale gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement ( $e = M/N \leq B/4$ ).

**Remarque :**

La vérification au renversement sera faite selon la combinaison  $0.8G \pm E$ .

On doit vérifier :

$$e_{yy} = \frac{M_y}{N} = \frac{12344.5}{28356.6} = 0.43\text{m} < \frac{22.1}{4} = 5.52\text{m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$e_{xx} = \frac{M_x}{N} = \frac{4089.9}{27758.6} = 0.15\text{m} < \frac{28.6}{4} = 7.15\text{m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**VIII.3.3.5. Ferrailage du radier**

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **BAEL 91**.

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encastrée sur quatre côtés,

Deux cas se présentent :

$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0,4$	la dalle travaille dans un seul sens.
$0,4 \leq \rho_x \leq 1$	la dalle travaille dans les deux sens

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol.

**VIII.4. Ferrailage du tablier**

Afin de simplifier les calculs on considèrera le panneau le plus sollicité, et en généralisera le ferrailage pour le reste des panneaux.

Donc on le prend comme exemple de calcul :

$L_x$	$5.00 - 0,65 = 4.35 \text{ m}$
$L_y$	$5.55 - 0,65 = 4.90 \text{ m}$
$\rho_x$	$\frac{L_x}{L_y} = \frac{4.35}{4.90} = 0.89$ la dalle travaille dans les deux sens

Le poids du radier est entièrement repris par le sol, nous allons soustraire la contrainte due au poids propre de ce dernier de la contrainte moyenne max.

La contrainte prise en compte dans les calculs est celle due à la combinaison  $1,35G + 1,5Q$  :

$$N_{u \text{ radier}} = 1.35 (G_{\text{tot}} - P_{\text{dalle flottante}} - P_{\text{TVO}}) = 8079.05 \text{ kN}$$

$$q_u = \left( \sigma_m - \frac{N_{\text{urad}}}{S_{\text{rad}}} \right) \cdot 1\text{m} = 118.15 - \frac{8079.05}{424.7} = 99.13 \text{ kN/ml}$$

**VIII.4.1. Calcul à l'état limite ultime**

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0468 \\ \mu_y = 0,759 \end{cases}$$

$$M_{o-x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_{o-x} = 0,0468 \times 99.13 \times 4.35^2 = 87.78 \text{ kNm}$$

$$M_{o-y} = \mu_y \times M_x$$

$$M_{o-y} = 0,759 \times 87.78 = 66.63 \text{ kN.m}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux

moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :  
 0,85 : pour les moments en travées,  
 0,50 : pour les moments sur appuis intermédiaires,  
 0,30 : pour les moments sur appuis de rive.

	Moment isostatique
travée	Mt-x = 74.61kN.m
	Mt-y = 56.63kN.m
appui	Ma-x = 43.89kN.m
	Ma-y = 33.32kN.m

#### VIII.4.2.Ferraillage

a) Ferraillage suivant x-x  $A_t = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_{st}}$   $\mu = \frac{M_t}{b * d^2 * f_{bc}}$

En travée	$\mu = 0.04$	$\beta = 0.980$	$A_t = 10.49cm^2$	0.04 < 0.392 SSA At = 7HA14=10.78cm <sup>2</sup> es=14cm
En appuis	$\mu = 0.024$	$\beta = 0.988$	$A_a = 6.12cm^2$	0.024 < 0.392 SSA Aa = 5HA14= 7.70cm <sup>2</sup> es=20cm

#### b) Ferraillage suivant y-y

En travée	$\mu = 0.030$	$\beta = 0.985$	$A_t = 7.92cm^2$	0.030 < 0.392 SSA At = 6HA14=9.24cm <sup>2</sup> es=16cm
En appuis	$\mu = 0.018$	$\beta = 0.991$	$A_a = 4.63cm^2$	0.017 < 0.392 SSA Aa = 5HA12= 5.65cm <sup>2</sup> es=20cm

#### VIII.4.3.Vérification à l'état limite ultime

##### a) Condition de non fragilité

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence  $W_0$  qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

Pour notre cas,  $W_0 = 0,8\%$

##### b) Armatures parallèles à $L_x$

$$W_x = \frac{A_{\min x}}{b \times h} \geq W_0 \times \frac{(3 - \rho x)}{2} = 0,0008 \times \frac{(3 - 0,89)}{2} = 0,000844.$$

$A_{\min x} = W_x \times b \times h = 0,000844 \times 100 \times 40 = 3,38 \text{ cm}^2 < 3,93 \text{ cm}^2$  (en appui et en travée).  $A_{\min x} < A_x$   
condition vérifiée

##### c) Armatures parallèles à $L_y$

$A_{\min y} = W_0 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 40 = 3.2 \text{ cm}^2 < 3,93 \text{ cm}^2$  (en appuis et en travée).

$A_{\min y} < A_y$  condition vérifiée

##### d) Espacements des armatures

La fissuration est préjudiciable.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

Armatures parallèles à $L_x$	$St \leq \min \{2.h ; 25cm\}$ $St = 20 \text{ cm} < \{80cm; 25cm\}$
Armatures parallèles à $L_y$	$St \leq \min \{3.h ; 33cm\}$ $St = 20 \text{ cm} < \{120cm; 33cm\}$

##### e) Vérification de la contrainte tangentielle (Art.A.5.2,2 /BAEL91modifiées99)

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq 0,44 \times \frac{f_{cj}^{1/2}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

Au milieu de U	$T_U = \frac{q_u * (l_x * l_y)}{3 * l_y} = \frac{99.13 * (4.35 * 4.90)}{4.90 * 3} = 143.73 \text{ kN}$
Au milieu de V	$T_U = \frac{q_u * (l_x * l_y)}{2l_y + l_x} = \frac{99.13 * (4.35 * 4.90)}{2 * 4.90 + 4.35} = 149.33 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{149.33 \times 10^3}{1000 \times 360} = 0.41 \text{ MPa} \leq 0,44 \times \frac{25^{1/2}}{1,5} = 1,46 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### VIII.4.4. Vérification à l'état limite de service

Les vérifications seront faites suivant les deux directions :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0539 \\ \mu_y = 0,832 \end{cases}$$

$$N_{s \text{ radier}} = (G_{\text{tot}} - p_{\text{dalle flottante}} - P_{\text{TVO}}) = 5386.03 \text{ kN}$$

$$q_s = \sigma_m \frac{N_{s \text{ rad}}}{S_{\text{rad}}} \cdot 1 \text{ m} = 84.60 \frac{5386.03}{424.70} = 71.92 \text{ kN/ml}$$

Moment isostatique :

$$M_{o-x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 73.35 \text{ kNm}$$

$$M_{o-y} = \mu_y \times M_{o-x} = 61.03 \text{ kNm}$$

		Moment isostatique
travee		Mt-x = 62.35 kNm
		Mt-y = 51.87 kNm
appui		Ma-x = 36.65 kNm
		Ma-y = 30.52 kNm

#### Détermination des contraintes

- État d'ouverture des fissures (BAEL91 : Art A.4.5, 32)

Le radier étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

#### Fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f t j} \right) \quad \bar{\sigma}_s = \min (266.67; 201.6) = 201.6 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 * A}{b * d}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 * d * A}$$

sens		Ms (kNm)	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Obs
XX	Travee	62.35	0.299	0.914	43.14	10.78	175.8	201.6	4.07	15	CV
	Appui	36.65	0.214	0.926	52.12	7.70	142.78	201.6	2.74	15	CV
YY	Appui	51.87	0.257	0.920	47.12	9.24	169.49	201.6	3.60	15	CV
	Travee	30.52	0.157	0.935	61.92	5.65	160.48	201.6	2.59	15	CV

#### Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées en travées et aux appuis, on garde le ferrailage adoptée à l'état limite ultime.

#### Remarque :

Les armatures en travées constitueront le lit supérieur et celles des appuis le lit inférieure.

### VIII.5. Ferrailage des nervures

#### a) Détermination des sollicitations

$$N_{uNER} = 1.35 \times 1138.99 = 1537.63 \text{ kN}$$

$$N_{sNER} = 1138.99 \text{ kN}$$

$$q_{uNrv} = q_{urad} - \frac{N_{uNER}}{S} = 99.13 - \frac{1537.63}{424.70} = 95.51 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{sNrv} = q_{srad} - \frac{N_{sNER}}{S} = 71.92 - \frac{1138.9}{424.70} = 69.24 \text{ kN/m}^2$$

#### Remarque :

Le rapport  $0,4 < \alpha = \frac{l_x}{l_y} < 1$  pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires.

Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment ( $L_m$ ) et le même effort tranchant ( $L_t$ ) que le diagramme trapézoïdal.

#### b) Calcul des charges

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chacune seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges [triangulaire & trapézoïdale] vers celle-ci

Distribution des charges :



Etude de la file C :

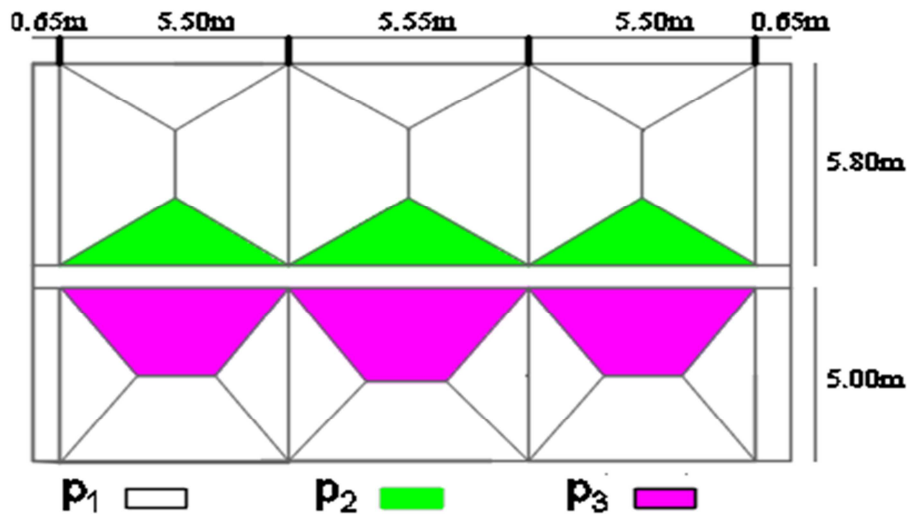


Fig VIII.3.3. Distribution des charges des panneaux sur la nervure C

Calcul de  $P_1$  :  $p = q_{uNrv} \times b_{Nrv} = 95.51 \times 0.65 = 62.08 \text{ kN/m}$

Calcul de  $P_2$  et  $P_3$  :  $p = \frac{q_l \times x}{2}$

Travee	Longueur(m)	$p_1$ (kN/ml)	$p_2$ (kN/ml)	$p_3$ (kN/ml)
1-2	5.50	62.08	238.77	262.65
2-3	5.55		238.77	265
3-4	5.50		238.77	262.65



Fig VIII.3.4. Disposition des charges

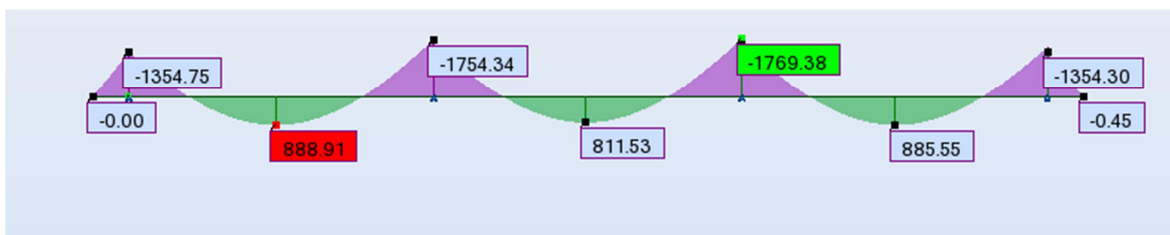


Fig VIII.3.5. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU de la file C

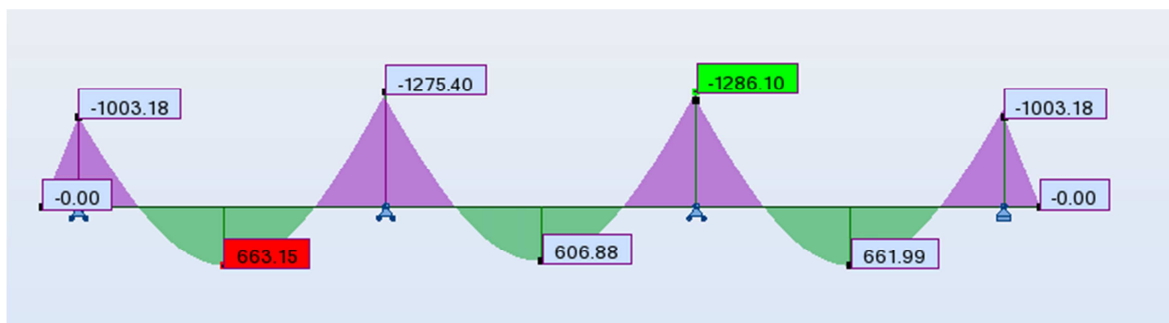


Fig VIII.3.6. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS de la file C

Efforts tranchants :

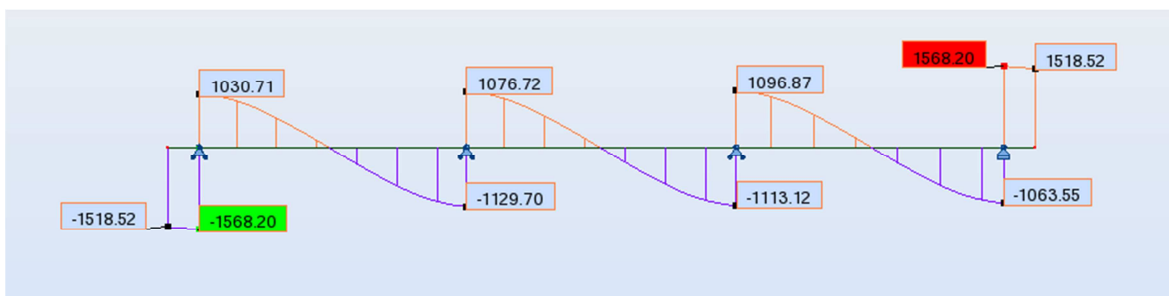


Fig VIII.3.7. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS de la file C

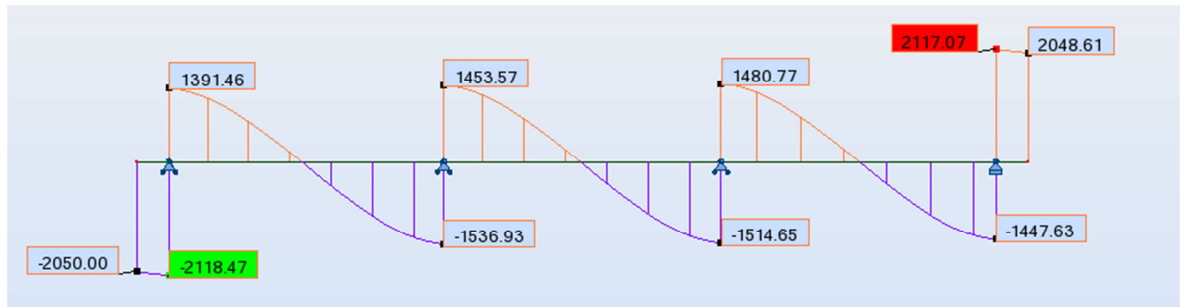


Fig VIII.3.8. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU de la file C

Etude de la file 3 :

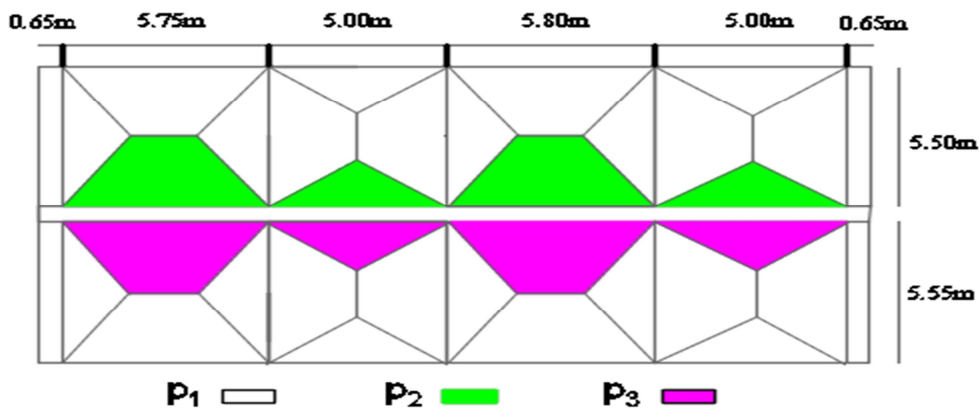


Fig VIII.3.9. Distribution des charges des panneaux sur la nervure 3

Travee	Longueur(m)	P <sub>1</sub> (kN/ml)	P <sub>2</sub> (kN/ml)	P <sub>3</sub> (kN/ml)
A-B	5.75	62.08	262.65	265
B-C	5.00		238.77	238.77
C-D	5.80		262.65	265
D-E	5.00		238.77	238.77

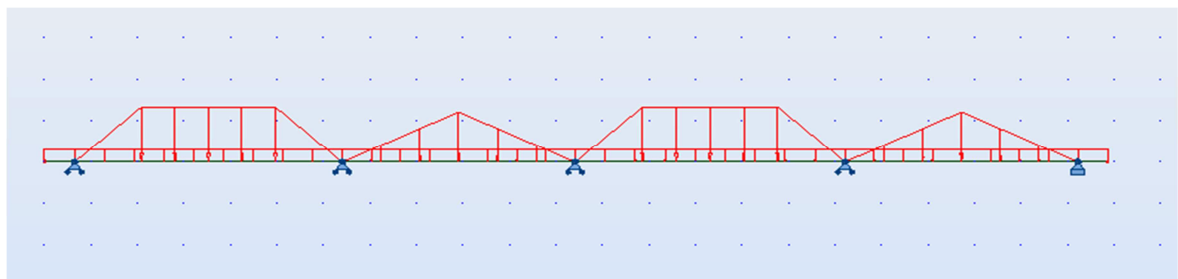


Fig VIII.3.10. Disposition des charges

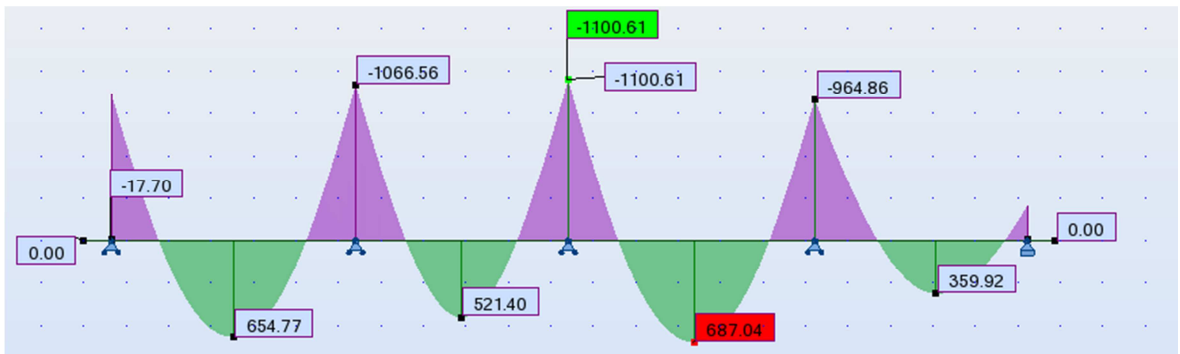


Fig VIII.3.11. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU de la file 3

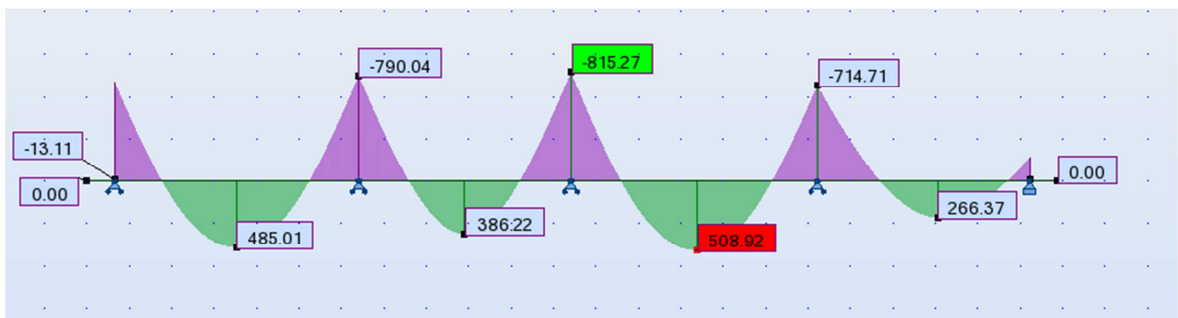


Fig VIII.3.12. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS de la file 3

Efforts tranchants :

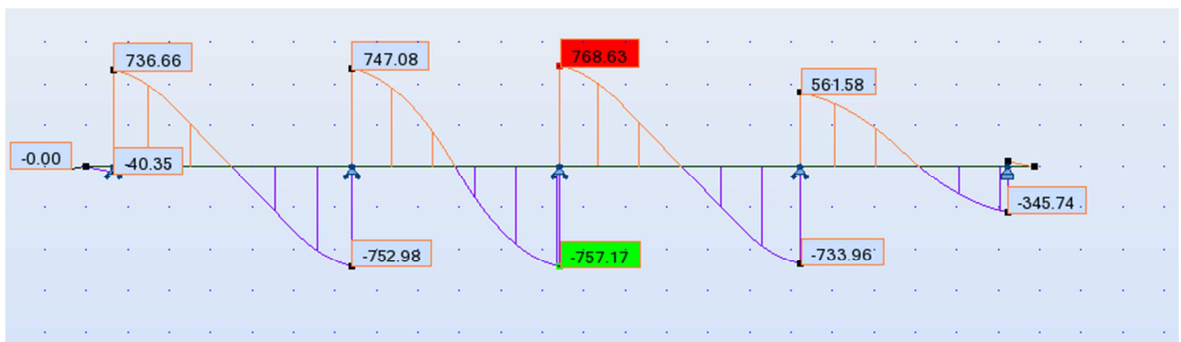


Fig VIII.3.13. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS de la file 3

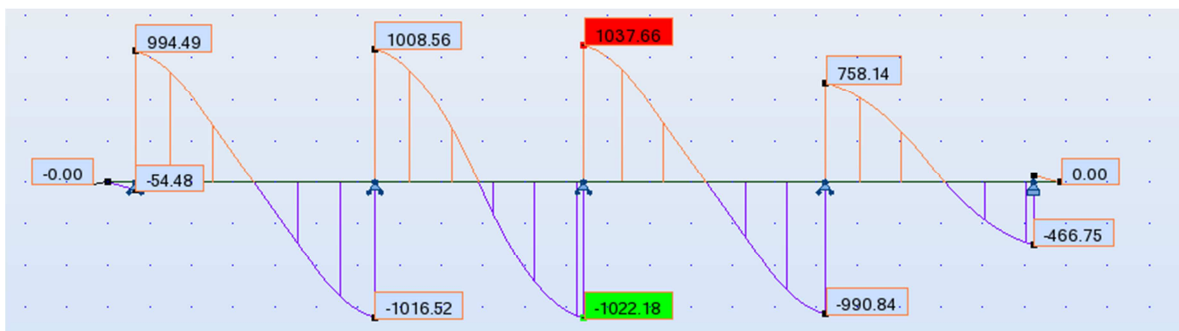


Fig VIII.3.14. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU de la file 3

**VIII.5.1. Calcul du ferrailage des nervures**

Sens x-x :

Nervure de rive (file C)

On adopte le meme ferrailage pour toutes les nervures sens xx.

zone	M <sub>u</sub> (kNm)	μ	μ <sub>l</sub>	Obs	β	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	Section adopté (cm <sup>2</sup> )		
							filantes	chapeaux	A (cm <sup>2</sup> )
1	1354.75	0.091	0,392	SSA	0.953	32.15	5HA25	3HA20	33,96
1-2	888.91	0.059	0,392	SSA	0.970	20.71	4HA20	3HA20	21,99
2	1754.34	0.118	0,392	SSA	0.953	41.65	5HA25	4HA25	44,17
2-3	811.53	0.055	0,392	SSA	0.972	18.89	4HA20	3HA20	21,99
3	1769.38	0.119	0,392	SSA	0.953	42.00	5HA25	4HA25	44,17
3-4	885.55	0.059	0,392	SSA	0.970	20.65	4HA20	3HA20	21,99
4	1354.30	0.091	0,392	SSA	0.953	32.15	5HA25	3HA20	33,96

Sens y-y :

Nervure centrale (file 3) On adopte le meme ferrailage sens yy .

Zone	Mu (kNm)	μ	μ <sub>l</sub>	Obs	β	A <sub>st</sub>	Section adopté (cm <sup>2</sup> )		
							filantes	chapeaux	A cm <sup>2</sup>
A	1003.20	0.067	0,392	SSA	0.966	23.49	5HA20	3HA20	25,13
A-B	654.77	0.044	0,392	SSA	0.978	15.15	5HA16	3HA16	16,08
B	1066.56	0.072	0,392	SSA	0.963	25.06	5HA20	3HA20	25,13
B-C	521.40	0.035	0,392	SSA	0.983	12.00	5HA16	2HA16	14,07
C	1100.61	0.074	0,392	SSA	0.962	25.89	5HA20	4HA20	28,27
C-D	687.04	0.046	0,392	SSA	0.967	16.08	5HA16	3HA16	16,08
D	964.86	0.065	0,392	SSA	0.967	22.58	5HA20	3HA20	25,13
D-E	359.92	0.024	0,392	SSA	0.988	8.24	5HA16	---	8,04
E	236.46	0.016	0,392	SSA	0.992	5.39	5HA20	--	15,71

**Remarque :**

- Des armatures de peau seront disposées parallèlement à la fibre moyenne des nervures; leur section est au moins égal à 3cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction (Art. A.8.3/ BAEL91 modifiées 99).
- Nous appliquons au appuis extremes des moment 0.3 M0 (M0 est le moment statique des trevees extreme) .

$$A_p = \frac{3 \times 0.9}{2} = 1.35 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons 2HA14 = 3.08cm<sup>2</sup> comme armature de peau.**VIII.5.2. Vérification à l'ELU**

a) Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99).

$$A_{min} = 0.23 b_0 * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 65 * 127 * \frac{2.1}{400} = 9.96 \text{ cm}^2$$

<b>En appuis</b>	$A_a = 44.17 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 9.96 \text{ cm}^2$	CV
<b>En travée</b>	$A_t = 21.99 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 9.96 \text{ cm}^2$	CV

**b) Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.2, 2/ BAEL91 modifiées 99).**

$$T_{u_{\max}} = 723.29 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{2118.47 \times 10}{65 \times 127} = 2.56 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\} \quad \tau_u = 2.56 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**VIII.5.3. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art. A.5.1, 32, BAEL 91 modifiées 99).**

**a) Influence sur les armatures inférieures**

$$A_u = \frac{T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}}{f_e / 1,15} = \frac{2118.47 \times 10^3 - \frac{1769.38 \times 10^6}{0,9 \times 1270}}{348} = 1635.22 \text{ mm}^2 = 16.35 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 44.17 \text{ cm}^2 \geq A_u = 16.35 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**b) Influence sur le béton**

$$T_u^{\max} \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0,4 \times 0,9 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 0,9 \times 65 \times 127 \times \frac{25}{1,5} = 27516.7 \text{ kN} \geq 2118.47 \text{ kN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**➤ Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis (Art A.6.1, 3/ BAEL91 modifiées 99).**

$$\tau_u = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \sum u_i} = \frac{2118.47 \cdot 10}{0,9 \cdot 127 \cdot [(8 \cdot \pi \cdot (2)) + (8 \cdot \pi \cdot 1,6)]} = 2.05 \text{ MPa} \leq \tau_u = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \cdot 2,1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\Psi_s$  : 1.5 Coefficient de scellement (Acier de haute adhérence).

Pas de risque d'entraînement des barres.

**VIII.5.4. Calcul des armatures transversales**

**a) Diamètre des armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi \leq \min \left\{ \phi; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 14; 37.14; 65 \} = 14 \text{ mm.}$$

On prend deux cadres et un étrier en HA10.

Donc nous adoptons **5 HA 10**  $\Rightarrow A_t = 3.93 \text{ cm}^2$ .

**b) Calcul des espacements des barres transversales (Art. A.5.1, 2.3.2 / BAEL91)**

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,14 f_{cj}^{1/2})}{0,9 f_e}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0,9 \cdot f_e}{b_0 \cdot \gamma_s \cdot (\tau_u - 0,14 f_{cj}^{1/2})}; \quad \text{AN : } S_t \leq \frac{3,93 \times 0,9 \times 400}{65 \times 1,15 \times (2,41 - 0,14 \times 5)} = 11,1 \text{ cm}$$

L'espaceur calculé des barres transversales est : **St = 11cm**

**c) Espacement max des armatures transversales (Art A.5.1, 22 / BAEL91).**

$$S_{tmax} \leq \min \{0,9d; 40cm\}$$

$$S_{tmax} \leq \min \{114.3 ; 40 cm\} = 40cm.$$

Selon RPA version 2003 (Art 7.5.2.2)

➤ **En zone nodale**

$$A_t \geq 0,003 \times S \times b \Rightarrow S \leq \frac{A_t}{0,003 \times b} = \frac{3.93}{0,003 \times 65} = 20.15cm$$

$$S_t \leq \min \{h/4; 12\phi\} = \min \{32.5cm; 16.8 cm\} = 16.80 cm$$

$$\text{Soit : } S_{tmax} \leq \min (40.00cm ; 20.15cm ; 16.80cm) = 16.80cm.$$

On opte pour **S<sub>t</sub>=10cm**

➤ **En zone courante**

$$S_t \leq h/2 = 130/2 = 65 cm$$

$$\text{Soit: } S_{tMax} \leq \min (40.00cm; 20.15cm; 65cm) = 22,98cm.$$

On opte pour **S<sub>t</sub> =15 cm**

**d) Vérification de la section minimale du RPA**

$$A_{tmin} = 3\% S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 65 = 1.95cm^2, \quad A_{tadopté} = 6.16 cm^2 > A_{tmin} = 1.95 cm^2$$

**VIII.5.5. Vérification à L'ELS**

Sens x-x

Nervure de rive (file C) : b=65cm d=127cm

zone	Ms (kNm)	$\rho$	$\beta_1$	$K_1$	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$\sigma_{cal}$ MPa	$\sigma_{adm}$ MPa	Obs	$\sigma_{s cal}$ MPa	$\sigma_{adm}$ MPa	Obs
1	1003.18	0.457	0.858	20.21	37.70	45.66	201.6	C.V	2.26	15	C.V
1-2	663.15	0.299	0.914	43.14	24.63	28.39	201.6	C.V	0.66	15	C.V
2	1275.40	0.593	0.896	28.86	49.09	57.32	201.6	C.V	1.98	15	C.V
2-3	606.88	0.244	0.921	48.29	20.11	25.74	201.6	C.V	0.53	15	C.V
3	1286.10	0.593	0.896	28.86	49.09	56.06	201.6	C.V	1.94	15	C.V
3-4	661.99	0.299	0.914	43.14	24.63	28.29	201.6	C.V	0.66	15	C.V
4	1003.18	0.457	0.858	20.21	37.70	45.66	201.6	C.V	2.26	15	C.V

Sens y-y

Nervure centrale (file 3)

zone	Ms	$\rho$	$\beta_1$	$K_1$	$A_s$	$\sigma_{cal}$	$\sigma_{adm}$	Obs	$\sigma_{s cal}$	$\sigma_{adm}$	Obs
A	743.11	0.304	0.913	42.47	25.13	31.78	201.6	C.V	0.75	15	C.V
A-B	485	0.195	0.928	54.44	16.08	20.41	201.6	C.V	0.37	15	C.V
B	790	0.304	0.913	42.47	25.13	33.79	201.6	C.V	0.79	15	C.V
B-C	386.22	0.149	0.936	63.12	12.32	16.12	201.6	C.V	0.26	15	C.V
C	815.27	0.381	0.904	37.08	31.42	35.22	201.6	C.V	0.95	15	C.V
C-D	508.92	0.195	0.928	54.44	16.08	21.42	201.6	C.V	0.39	15	C.V
D	714.71	0.304	0.913	42.47	25.13	30.57	201.6	C.V	0.72	15	C.V
D-E	266.37	0.097	0.947	79.30	8.04	10.99	201.6	C.V	0.14	15	C.V
E	175.11	0.07	0.955	96.1	6.16	7.16	201.6	C.V	0.074	15	C.V

**Conclusion :**

Les conditions sont toutes vérifiées en travées et aux appuis.

# CONCLUSION

Le projet de fin d'études est une étape indispensable dans le cycle de formation d'un ingénieur.

Ce travail nous a permis de mettre en pratique les connaissances acquises durant notre formation à savoir les calculs des éléments en béton armé ainsi la modélisation de la structure.

Après avoir effectué un premier pré dimensionnement des poteaux, des poutres et voiles, les calculs ont été effectués et ont donné comme résultats un ferrailage très important dans les poteaux et les poutres.

Ceci nous a incité tout en gardant les poutres secondaires inchangées à un redimensionnement avec une augmentation de 10% pour tous les poteaux et la hauteur des poutres principales qui étaient de 45cm corrigée à 50 cm

Avec ces nouvelles dimensions, un deuxième calcul nous a donné un ferrailage acceptable.

En effet, ce changement est dû aux grandes portes des travées, certaines dépassant les 5 mètres, la zone de sismicité très élevée (zone III) et la destination de l'ouvrage (hôtel, surcharges importantes).

La structure est à contreventement mixte, les poteaux reprennent, dans le sens  $yy$ , près de 50 % des charges horizontales. La présence d'un parking au sous sol a limité notre choix dans la disposition des voiles.

Enfin, l'utilisation d'un logiciel (exemple ROBOT 2010) s'avère indispensable pour le calcul d'une structure en béton armé.

# BIBLIOGRAPHIE

- Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).
- DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN).
- Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Ouvrages en béton armé H.Renaud.
- Cours et TD (Béton, MDS et RDM).
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.