



Université Mohamed Khider de Biskra  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de Génie Civil et d'Hydraulique

# MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies  
Génie civile  
structures

Réf. : S59

---

Présenté et soutenu par :  
**Loucif Hicham**

Le : Judi 28 juin 2018

## **Etude d'un bâtiment à usage d'habitation (R+9+SS) en contreventé mixte**

---

### **Jury :**

Dr.	Chadli Mounira	MAA	Université de Biskra	Président
Dr.	Chabi Samia	MAA	Université de Biskra	Examineur
Dr.	Taallah Bachir	MCA	Université de Biskra	Rapporteur

# *Remerciements*

*Avant tout, à dieu pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.*

*Nos remerciements vont à tous ceux qui ont, de près ou de loin, apporté leur contribution quant à notre formation et notamment :*

- A notre promoteur **Mr TAALLAH BACHIR** d'avoir accepté de nous guider et constamment assisté à réaliser ce travail*
- L'ingénieur de génie civil Monsieur **RADOUANE SAMIR** pour son aide et contribution.*
- A tous les enseignants du Département de Génie Civil et d'Hydraulique et les travailleurs.*

# DEDICACE

*Au nom d'Allah, tout Miséricordieux le très Miséricordieux*

*Je viens de dédier*

*Le fruit de modeste effort à :*

*Cette qui était la source intarissable de tendresse, dont le paradis est au-*

*dessus ses pied, cette qui possède tout mon cœur*

*« ma mère »*

*Celui qui fait sons mieux pour moi mon suprême idéal*

*« Mon père que dieu le pardonne »*

*À tout la famille loucif*

*Aux oiseaux du paradis, qui ce présentent mon appui dans la vie mes*

*chers frères et mais amis :*

*YOUCEF-OMAR-SAMIR-AYOUB*

*« A la promotion 2018 »*

*L.HICHAM*

# Sommaire

## Introduction Générale

### Chapitre I : Introduction

I.1. Introduction.....	(01).
I.2. Les caractéristiques géométrique de l'ouvrage :.....	(01).
I.3. Données de base .....	(01).
I.4. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX : .....	(03)

### Chapitre II : Pré dimensionnement

II.1. Introduction.....	(08)
II.2 Pré dimensionnement des poutres .....	(08)
II.3. Pré dimensionnement des planchers à corps creux .....	(09)
II.4. Pré dimensionnement de poteaux .....	(11)
II.5. Pré dimensionnement des voiles.....	(12)
II.6. La descente des charges .....	(13)

### Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Les planchers.....	(32)
III.2. L'acrotère.....	(72)
III.3. Les escaliers.....	(97)
III.4. Les balcons.....	(102)

### Chapitre IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Etude au vent.....	(149)
IV.1. centre de masse.....	(119)
IV.2. Centre de torsion.....	(137)
IV.3. Etude dynamique.....	(159)

**Chapitre V : FERALLAGE DES ELEMENTS Structuraux**

V.1. Combinaisons des charges.....(178)  
V.2. Ferrailage des poteaux.....(181)  
V.5. Ferrailage des poutres.....(194)  
V.6. Ferrailage des voiles.....(206)

**Chapitre VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

VI.1 Introduction.....(211)  
VI.2. Etude de voile périphérique.....(211)  
VI.3. Etude de fondations.....(216)

## ***I. PRESENTATION DU PROJET***

---

### **I.1-Introduction :**

Ce projet consiste à étudier et calculer un bâtiment (R+9+1S.S), contreventé par (voiles + portiques) à usage d'habitation. il sera implanter dans la région de la Wilaya de BATNA classée en Zone IIb, de moyenne sismicité selon Le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A99 version 2003).

### **I.2.Les caractéristiques géométrique de l'ouvrage :**

#### **\* Description de l'ouvrage:**

Le bâtiment qu'on va étudier est constitué d'un sous-sol et RDC et 9 étage.

Les étages sont identiques, ils sont conçus comme suit :

- Le sous-sol
- Les étages habitations.

On va étudier un bâtiment constitué de :

- La hauteur d'étage = 3.20m.
- La hauteur d'étage = 3.20m
- Hauteur totale du Bâtiment sans l'acrotère :  $H = 32$  m
- Hauteur totale du Bâtiment avec l'acrotère :  $H = 32.60$ m.
- Longueur totale de Bâtiment :  $L = 29.65$ m.
- Largeur du Bâtiment :  $B = 16.75$  m.
- La circulation en élévation est assurée par un escalier et un ascenseur.
- Les cloisons et les murs extérieurs sont en brique creuses
- Terrasse inaccessible avec un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur.
- Le site est considéré comme sol meuble (S3)

### **I.3. Données de base :**

#### **I.3.1. Règles de calcul :**

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

- 1- réglés parasismique algérienne (RPA99 version 2003 ; DTR-BC.2.48).
- 2- Charges permanentes et charges d'exploitations (DTR-BC.2.2).
- 3- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91).

**I.3.2. Conception :****a) système porteur :**

La structure est composée d'une ossature en béton armé pour laquelle on a proposé une structure à contreventement mixte (voile +portiques) pour répondre d'une part aux exigences du RPA qui vise d'assurer la rigidité de la structure vis-à-vis des efforts sismiques.

**b) Poutres :**

- Les poutres transversales (principales)
- Les poutres longitudinales (secondaires)

**c)Poteaux :**

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharge et charges ramenée par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations.

**d)Maçonnerie :**

- Les façades (murs extérieurs) sont constituées par une double paroi en briques creuses dont l'épaisseur (10+15) cm séparées par une lame d'air de 5 cm.
- Les murs intérieurs de 10 cm d'épaisseur en briques creuses.
- Le pourcentage des ouvertures dans le mur extérieur est estimé à 30%.

**e) Revêtement :**

- Carrelage pour les planchers et les escaliers (avant le carrelage, il faut faire une couche de mortier de pose et lite de sable).
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.
- Céramique pour les salles d'eau

**f) Plancher :**

Nous avons opté pour des dalles en corps creux pour les raisons suivantes :

- Les portées des poutres ne sont pas importantes.
- La facilité de réalisation
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

Cependant, les dalles des balcons sont pleines, puisqu'elles présentent des géométries plus ou moins complexes et qui sont difficiles à réaliser en corps creux.

**g) Escaliers :**

Ils sont consistés de paliers et paillasse en béton arme coulés sur place et réalisation s'effectuera d'étage par étage.

**f) Acrotère :**

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 60 cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur

**I.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :**

Le béton armé est le matériau principal utilisé pour la réalisation de la structure de notre ouvrage. Il est obtenu en robant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts aux quels le béton résiste mal.

**Béton Armé = Béton + Aciers**

Le béton armé est un mélange bien proportionné de deux matériaux différent

- Un matériau hétérogène qui est le béton.
- Un matériau homogène qui est l'acier.

**I.3.3.1. Béton :****A) Définition :**

Le béton est constitué par un mélange de proportions convenables de granula (sable, gravier) avec du ciment et de l'eau et éventuellement des adjuvants.

**B). Compositions :**

Le béton qu'on va utiliser comprend pour 1 m<sup>3</sup> :

- \* Ciment 350 kg/m<sup>3</sup> { (CPA – CEMI 42.5 pour l'infrastructure Es).  
(CPJ – CEMII/A 42.5 pour la superstructure)
- \* Gravier 800 kg/m<sup>3</sup> ( $\Phi \leq 25$  mm).
- \* Sable 400 kg/m<sup>3</sup> ( $\Phi \leq 5$  mm).
- \* Eau 180 L/ m<sup>3</sup>

**C). Résistance Caractéristique :**

- **En Compression (f<sub>cj</sub>) : BAEL91 (art A.2.1, 11)**

Pour l'établissement des projets, un béton est défini par une valeur de résistance à la l'âge de 28 jours notée  $f_{c28}$

-pour  $j \leq 28$  jours, on peut admettre que la résistance des bétons non traités thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \left[ \frac{j}{4.76 + 0.83j} \right] f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} \leq 40 \text{Mpa}$$

$$f_{cj} = \left[ \frac{j}{1.40 + 0.95j} \right] f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} > 40 \text{Mpa}$$

-pour  $j > 28$  jours, on admet pour justifier la résistance des sections :

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad .$$

Pour notre projet on va prend , :

La résistance à la compression du béton à 28 jours :  $f_{c28} = 25$  Mpa.



- **En Traction Ftj** : BAEL91 (art A.2.1, 12)

La résistance caractéristique à la traction du béton à(j) jours est conventionnellement définie par la relation :

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

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

#### **D). Déformation du béton :**

##### **D.1. Déformation Longitudinale du béton** : BAEL91 (art A.2.1.2)

- $E_{ij}$ : Le module de déformation longitudinale instantanée du béton (art A.2.1, 2.1).

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{(f_{cj})} \text{ (MPa)} ; \quad E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{(f_{c28})} = 32164,20 \text{ MPa.}$$

- $E_{vj}$ : Le module de déformation différée à « j » jours, qui permet de calculer la déformation finale du béton BAEL91 (art A.2.1, 2.2).

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{(f_{cj})} \text{ (MPa)} ; \quad E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{(f_{c28})} = 10818,86 \text{ Mpa}$$

##### **D.2. Module de déformation transversale :**

Sa valeur est donnée par la formule suivante :

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

##### **D.3. Coefficient de poisson** : BAEL91 (Art A.2.1, 3)

Il est défini par la relation :

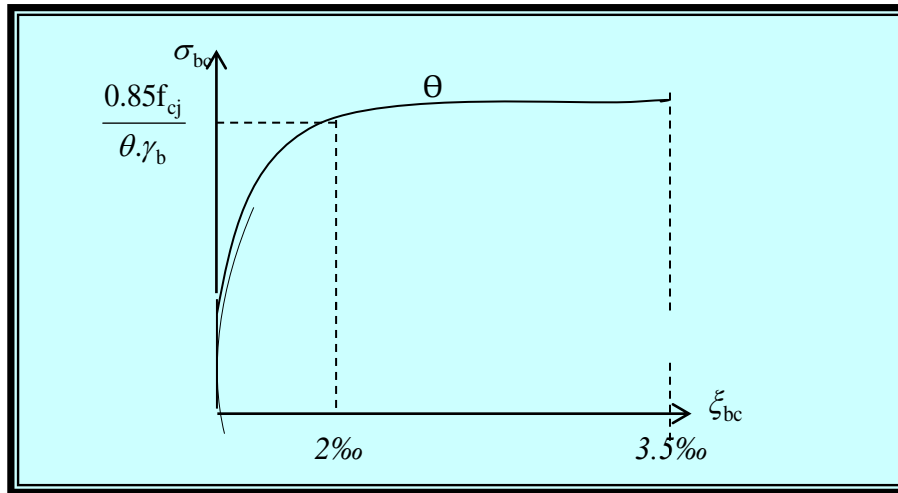
$$\nu = \frac{\Delta/\Delta L/L}{\text{déformation transversale}} = \frac{\text{déformation longitudinale}}{\text{déformation transversale}}$$

En général pour le béton :  $\begin{cases} E.L.U: \text{béton fissuré} & \nu = 0 \\ E.L.S: \text{béton non fissé} & \nu = 0.2 \end{cases}$

##### **D.4. Diagramme Déformation - Contrainte du Béton** : BAEL91 (art A.4 .3,4)

###### **a). Diagramme parabole rectangulaire** : BAEL91 (A.3.3.3, page54)

Pour les vérifications à l'état limite ultime, on doit utiliser pour le béton un diagramme dit « parabole- rectangle », et dans un but de simplification, en utilisant le diagramme rectangulaire.



**I.1 Diagramme déformation contrainte du béton à L'E.L.U.**

$$\xi_{bc} = 2 \text{‰} \quad \Rightarrow \quad \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

**Θ :** Coefficient tenant compte de la durée d'application de la charge

- 1 pour une durée d'application >24 h.
- 0.9 Pour  $1 \leq \text{durée} \leq 24$
- 0.8 Si durée < 1 h

**γ<sub>b</sub> :** est un coefficient de sécurité qui tient compte d'éventuels défauts localisés dans le béton.

- $\gamma_b = 1.15$ .....Pour les situations accidentelles.
- $\gamma_b = 1.5$ .....Pour les autres cas

**b) Contraintes limite du béton en compression :**

**-Etat limite d'ultime :**

La sollicitation de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables. La contrainte limite du béton en compression est :

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

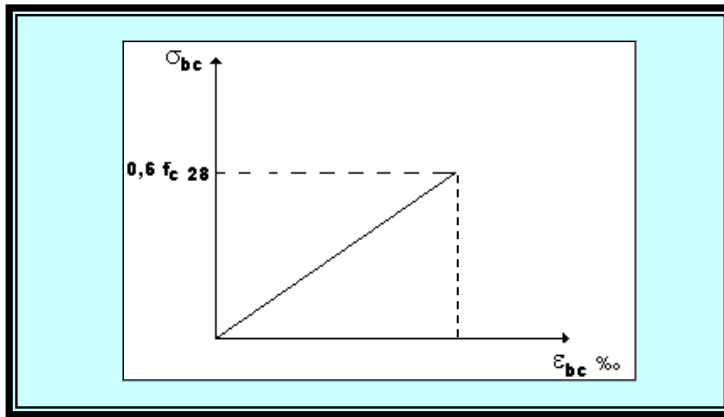
$\gamma_b = 1.15$  (action courante)  $\rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 18.50 \text{MPa}$ .

$\gamma_b = 1.5$  (action accidentelle)  $\rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 14.20 \text{MPa}$ .

**-Etat limite de service :**

La contrainte de compression de béton à l' E .L .S est limitée par  $\sigma_{bc}$  avec

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{bc} = 15 \text{MPa}$$



**I.2 Diagramme déformation contrainte du béton à L'E.L.S.**

**I.3.3.2. ACIER: BEAL91 (art.A.2.2.)**

L'acier est alliage fer – carbone, il répond aux efforts de traction, de compression, de cisaillement, et de torsion. Il ne réagit pas chimiquement avec le béton, il a le même coefficient de dilatation thermique que celui du béton, et il présente une bonne qualité d'adhérence avec le béton.

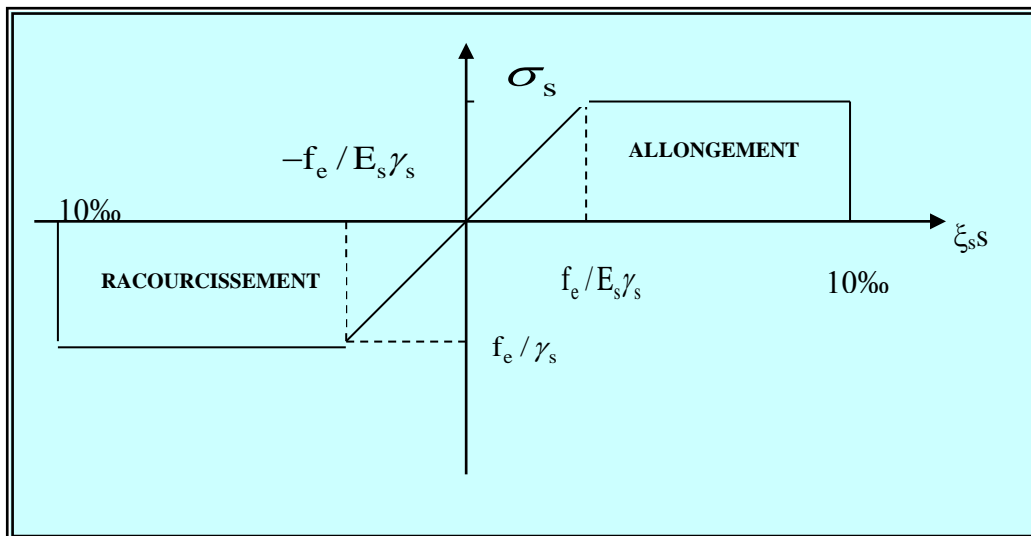
On distingue deux types d'acier selon leur état de surface :

- Les barres à haute adhérence (HA) de nuance FeE 400.
- Treillis soudés en fils lisse TLE 520.

Le module d'élasticité longitudinale :  $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$ .

**a). Diagramme Déformations Contraintes : BAEL91 (art A.2.2, 2)**

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limite on remplace le diagramme réel par le diagramme conventionnel qui est valable pour tous les aciers.



**I.3. Diagramme Déformation Contrainte d'acier**

Le diagramme ( $\sigma_s ; \varepsilon$ ) adopté par les règles (B.A.E.L91) à la forme ci-dessus.

Avec :

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

$$\varepsilon_{se} = (f_e / \gamma_s) E_s.$$

$f_e$  : La limite d'élasticité des aciers utilisés.

Pour les calculs aux états limites, on tient compte du coefficient de sécurité  $\gamma_s$ .

$$\text{Avec : } \begin{cases} \gamma_s = 1 & \text{Pour la situation accidentelles.} \\ \gamma_s = 1.15 & \text{Pour les autres cas} \end{cases}$$

**b) Contrainte limite d'acier :**

- **Etat limite ultime**

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \begin{cases} 400 \text{ MPa} & \text{pour les ronds lisses} \\ 348 \text{ MPa} & \text{pour les aciers haute adhérence} \end{cases} ;$$

- **La contrainte limite service :**

$$\begin{cases} \text{cas de fissuration peut préjudiciable : } \bar{\sigma}_s = f_e / \gamma_s = 348 \text{ MPa.} \\ \text{cas de fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 266.67 \text{ MPa} \end{cases}$$

Avec :  $\eta$  coefficient de fissuration.

$$\eta = \begin{cases} 1 & \text{: ronds lisses} \\ 1.6 & \text{: acier haute adhérence } (\theta \geq 6 \text{ mm}) \\ 1.3 & \text{: acier haute adhérence } (\theta \leq 6 \text{ mm}) \end{cases}$$

**c). Contrainte tangente limite ultime : BEAL91 Art (A-5-1.2)**

Cas de l'armature Transversale droit ( $\alpha = 90^\circ$ )

\* fissuration peu nuisible  $\rightarrow \tau_u = \min \left[ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right]$

\* fissuration préjudiciable ou très préjudiciable  $\rightarrow \tau_u = \min \left[ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right]$

\* Cas des armatures inclinés à  $45^\circ \rightarrow \tau_u = \min \left[ 0.27 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 7 \text{ MPa} \right]$

\* Cas des dalles  $\rightarrow \tau_u = \left[ 0.07 \frac{f_{c28}}{\lambda_b} \right]$ , (art ,A .4.5.2,2 )



### II.a.1. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DE L'OUVRAGE

#### II.a.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour le pré calcul des différents éléments résistants en respectant les règlements RPA 99 version 2003 et BAEL91.

#### II.a.2. Les poutres :

\* **Condition de la portée :** BEAL 91

$$h = \left( \frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\text{Max}} \quad ;$$

$0.3h \leq b \leq 0.4h$  Pour une section rectangulaire

\* **condition du R.P.A99/version 2003 article (7.5.1 page 65)** : les conditions suivantes doivent être respectées

- ✓  $b \geq 20 \text{ cm}$
- ✓  $h \geq 30 \text{ cm}$
- ✓  $\frac{h}{b} \leq 4$
- ✓  $b_{\text{max}} \leq 1.5h + b_1$

#### II.2.1. Poutres longitudinales (principales) :

On a :  $L = 460 \text{ cm}$  ;

$h = (30.66; 46) \text{ cm} \dots \dots \dots h = 40 \text{ cm}$

$12 \leq b \leq 16 \text{ cm} \dots \dots \dots b = 15 \text{ cm}$

**Vérification :** (condition minimales RPA .7.5.1 p65)

- ✓  $b = 15 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$  (cnv) donc on adopte  $b = 30 \text{ cm}$
- ✓  $h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$  (cv) donc on maintient  $h = 40 \text{ cm}$
- ✓  $\frac{h}{b} = 1.333 < 4 \dots \dots \dots \text{cv}$
- ✓  $b_{\text{max}} < 90 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$

Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une poutre longitudinale (principale) de section :  $(40 \times 30) \text{ cm}^2$ .

**II.2.2. Les poutres transversales:( secondaires)**

On à :  $L_{max} = 435$

$h = (29 ; 43.5) \text{ cm} \dots\dots\dots h = 35$

$10.5 \leq b \leq 14 \text{ cm} \dots\dots\dots b = 12$

**Vérification :** (condition minimales RPA .7.5.1 ; p65)

- ✓  $b = 12 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$  (cnv) donc on adopte  $b = 30 \text{ cm}$
- ✓  $h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$  (cv) donc on adopte  $h = 35 \text{ cm}$
- ✓  $\frac{h}{b} = 1.167 < 4 \dots\dots\dots \text{cv}$
- ✓  $b_{max} < 82.5 \dots\dots\dots \text{cv}$

Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une poutre transversale de section  $(35 \times 30) \text{ cm}^2$ .

**II.3. Planchers à corps creux :**

Les hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm selon le BAEL91 (art B.6.8. 423).

\* **Condition de flèche :** BAEL 91(art B.6.8. 424)

La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour les quelles le rapport  $h/L$  est ou moins égal à  $1/22.5$

$L$  : est la plus grande portée parallèle au poutrelle ( $L = 380 \text{ cm}$ ).

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow ht \geq \frac{L}{22.5} = 16.88 \text{ cm}$$

On adopte  $ht = 20 \text{ cm}$  ( $16 + 4$ ) pour les planchers à usage d'habitations.

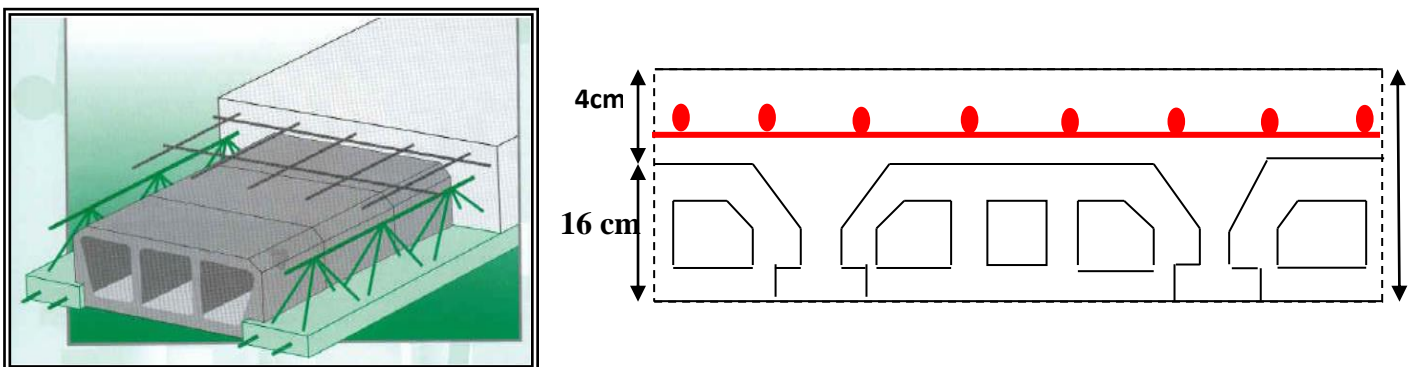


Figure II.1 : Plancher à corps creux

\* Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

Soit  $b_0=10\text{ cm}$ .

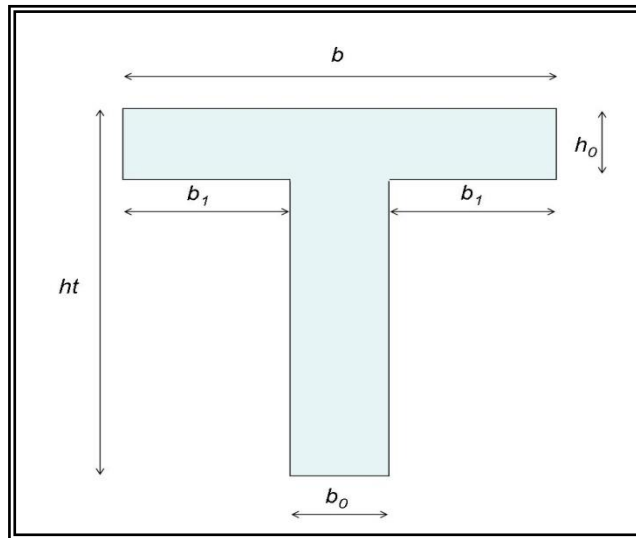


Fig. II.2

La section en travée à considérer est une section en T tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$L_n$  : la distance entre nus de deux nervures

$L$  : la longueur de la nervure :

Donc on prend  $b_1=27.5\text{ cm}$

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_n}{2} = \frac{55}{2} = 27.5\text{ cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{380}{10} = 38\text{ cm} \end{array} \right.$$

$$b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 27.5) + 10 = 65\text{ cm}$$

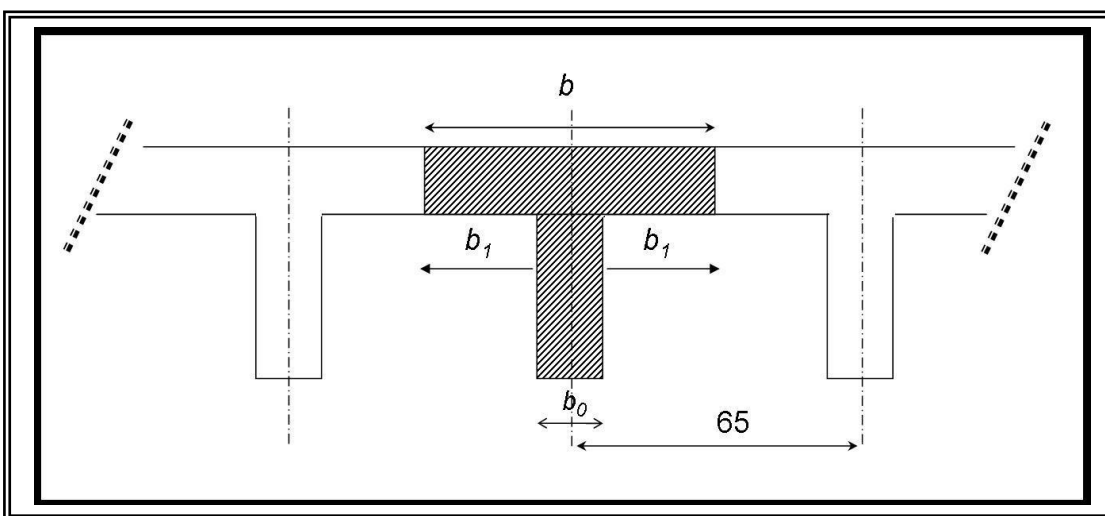


Figure II.3



**II.4. Les poteaux :**

Les poteaux sont des éléments porteurs, leurs fonctions principales sont reprendre les efforts dus aux charges et surcharges ramenées par les poutres et ensuite les transmettre aux fondations.

Selon les règles (B.A.E.L) on a :

$$L_F = 0.7 h_e$$

$h_e$  : la hauteur d'étage = 320 - 0.4 = 280 cm

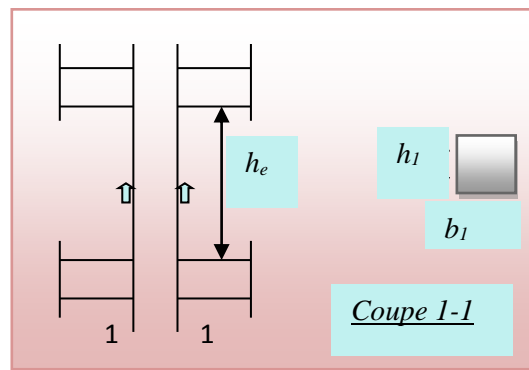
$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y) \leq 70.$$

$$\lambda_x = 3.46 \frac{L_F}{b}, \quad \lambda_y = 3.46 \frac{L_F}{h}.$$

$$L_F = 0.7 \times 280 = 196 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \lambda_x = 3.46 \frac{196}{b} \leq 70. \\ \lambda_y = 3.46 \frac{196}{h} \leq 70 \end{cases} \Rightarrow b = h \geq 13.148 \text{ cm}.$$

$$\lambda = 51.58 \leq 70 \dots \text{cv} \quad \text{Pas de risque de flambement}$$



**Fig. II.4. Coffrage des poteaux**

- Selon les règles R.P.A/ version 2003 (art 7.4.1 ; page 61-62)

$$\begin{cases} \min(b_i; h_i) \geq 30 \text{ cm (en zone IIb)} \\ \min(b_i; h_i) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_i}{h_i} < 4 \end{cases}$$

On prend section rectangulaire : **b=40cm ; h=50cm.**

**Vérification :** (dimension minimales RPA)

- ✓  $\text{Min}\{40, 50\} > 30 \text{ cm} \dots \text{cv}$
- ✓  $\text{Min}\{40, 50\} > \frac{280}{20} = 14 \text{ (RDC et étage)} \dots \text{cv}$
- ✓  $0.25 < \frac{40}{50} = 0.8 < 4 \dots \text{cv}$

Initialement les dimensions suivantes de la section du poteau qui seront vérifiées par la suite : Pour le niveau RDC jusqu'à 9<sup>ème</sup> étage ; soit  $b_1=40 \text{ cm}$  et  $h_1=50 \text{ cm}$

**II.5. les voiles :****\* Pré dimensionnement :**

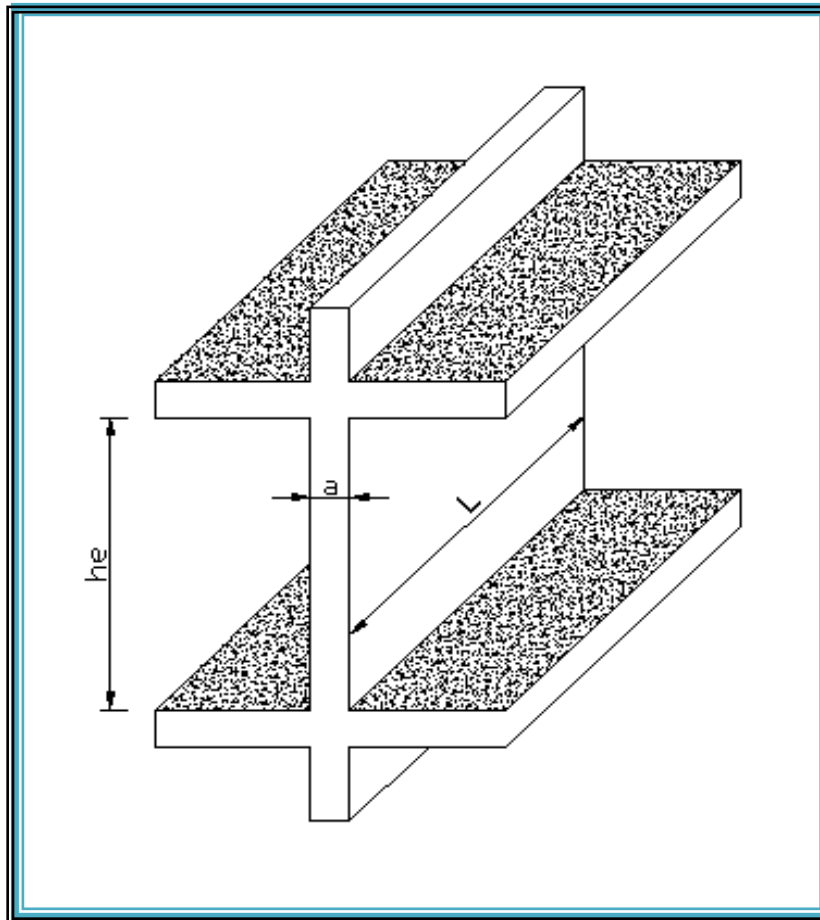
D'après le RPA 99 (article 7.7.1 page 70), les voiles doivent satisfaire la condition :  $L \geq 4 a$  où "a" est l'épaisseur du voile, le cas échéant, le voile n'est plus considéré comme tel mais comme étant un élément linéaire.

\* l'épaisseur minimale est de 15 cm  $\rightarrow$  RPA (7.7.1), l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage " $h_e$ " et des conditions de rigidité aux extrémités

$$h_e = 3.20 - 0.35 = 2.85m$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \frac{285}{20} = 14.25$$

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



**Fig. II.5. Coupe de voile en élévation**

II.2.LA DESCENTE DES CHARGES

II.2.1. Introduction :

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui revenant à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation.

Les charges considérées concentrées concernant les charges permanentes(G) est les charges d'exploitation(Q) sont évaluées selon le D.T.R.B.C.2.2.

II.2.2. Rôle de descente de charges :

- Evaluation des charges (Q et G) revenant aux fondations
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteau, voiles).

II.2.3. Plancher terrasse (inaccessible) : Tableau II.1

	Epaisseur (m)	Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	Poids (kg/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	0.04	2000	80
Etanchéité multicouche	0.02	600	12
Forme de pente	0.08	2200	176
Enduit en plâtre	0.02	1000	20
Isolation thermique	0.04	400	16
Planche corps creux	16+4	-----	285

Charge permanente : G=589 kg/m<sup>2</sup>

Charge d'exploitation : Q=100 kg/m<sup>2</sup>

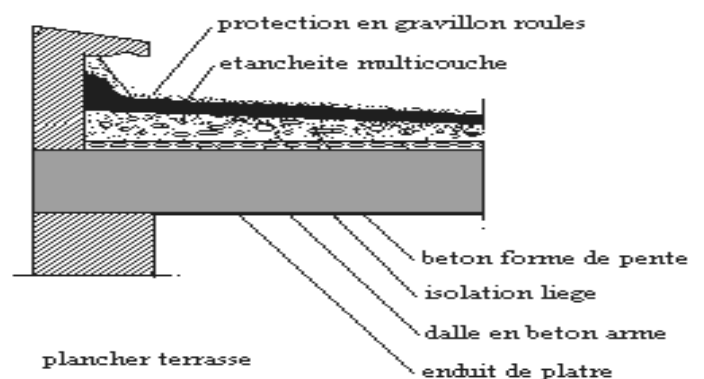


Fig. II.7

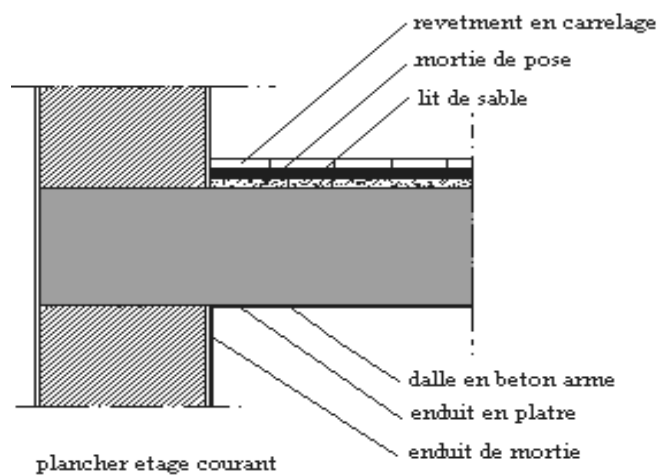
**II.2.4. Plancher étage courant (corps-croix) : Tableau II.2**

	Epaisseur (m)	Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	Poids (kg/m <sup>2</sup> )
Mortier de pose	0.02	2200	44
Revêtement en carrelage	0.02	2000	40
Lit de sable	0.03	1800	54
Plancher à corps-croix	(0.16+0.04)	-	285
Enduit de plâtre	0.02	1000	20
Cloisons légères	-	-	100

Charge permanente :  $G=543 \text{ kg/m}^2$

Charge d'exploitation :  $Q=150 \text{ kg/m}^2$

Fig. II.8



**II.2.4. Plancher sous-sol (Dalle plein) : Tableau II.3**

N°	Désignations	e (m)	$\gamma$ (kg/m <sup>3</sup> )	Charges (N/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0,02	2000	40
2	mortier de pose	0.02	2000	40
3	Dalle pleine	0.20	2500	500
4	Enduit en plâtre	0,01	1000	10
5	Cloisons	-	-	100
				<b>G = 690</b>

Charge permanente :  $G=690 \text{ N/m}^2$

Charge d'exploitation :  $Q=150 \text{ N/m}^2$

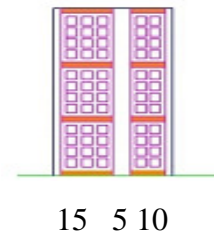
**II.2.5. Mur extérieur : Tableau II.4**

Notre choix s'est porté sur une maçonnerie en brique en double mur avec 30% d'ouverture

	Epaisseur (m)	Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	Poids (kg/m)
<b>Enduit extérieur</b>	0.02	2000	40
<b>Brique creuses</b>	0.15	1300	195
<b>Brique creuses</b>	0.1	900	90
<b>Enduit intérieur</b>	0.01	1400	14
<b>Somme</b>	-	-	Σ = 339

Avec 30% d'ouverture :  $339 \times 0.7 = 237.3 \text{ Kg/m}^2$

**Charge permanente :  $G = 237.3 \text{ kg/m}^2$**



15 5 10

**Fig. II.9**

**II.2.6. Balcon :**

a) **Accessible (Etage courant) : Tableau II.5**

	Epaisseur (m)	Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	Poids (kg/m <sup>2</sup> )
<b>Revêtement en carrelage</b>	0.02	2200	44
<b>Mortier de pose</b>	0.02	2000	40
<b>Lite de sable</b>	0.03	1800	54
<b>Dalle en béton armé</b>	0.15	2500	375
<b>Enduite en ciment</b>	0.02	2000	40
			G= 553

**Charge permanente :  $G=553 \text{ kg/m}^2$**

**Charge d'exploitation :  $Q=350 \text{ kg/m}^2$**

b) Inaccessible (terrasse) : Tableau II.6

	Epaisseur (m)	Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	Poids (kg/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	0.04	2000	80
Etanchéité multicouche	0.02	600	12
Forme de pente	0.08	2200	176
Enduit en plâtre	0.02	1000	20
Isolation thermique	0.04	400	16
Dalle en béton armé	0.15	2500	375
			G=679

Charge permanente : G=679 kg/m<sup>2</sup>

Charge d'exploitation : Q=150 kg/m<sup>2</sup>

II.2.7.acrotère :

\* Surface:

$$S_1 + S_2 + S_3 = (0.1 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5)$$

$$S_T = 0.0685 m^2$$

\* Charge:

$$G_1 = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ N/ml}$$

$$G_2 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \times 2000 = 12 \text{ N/ml}$$

Le poids propre

$$G = G_1 + G_2 = 171.25 + 12 = 183.25 \text{ N/ml.}$$

Surcharge "Q" :

(DTR BC 2.2 - A. 7.2.1 P20)

Q : force horizontale sollicité l'acrotère due à la main courante est 1000 N/m, Q.1m=1000 N

$$\left. \begin{matrix} G = 1832.5 \text{ N/m} \\ Q = 1000 \text{ N/m} \end{matrix} \right\} \text{ Dans une bande d'un mètre.}$$

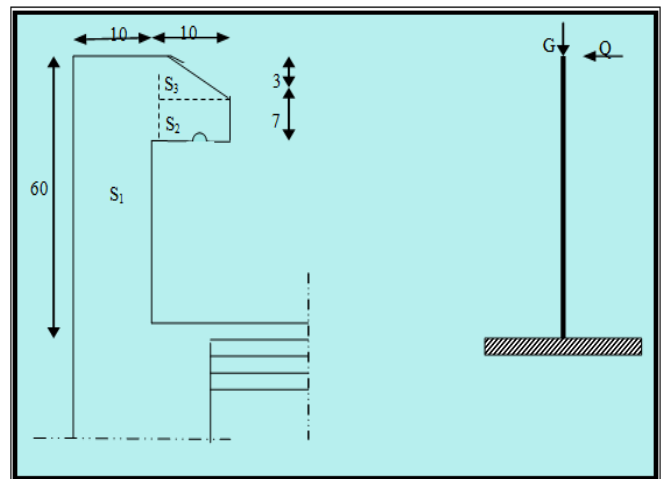


Fig.II.10. Schéma statique de l'acrotère

II.3. Les charges permanentes et surcharges :

Tableau II.7

Elément	Charge .p	Surcharge
Planche terrasse	5890	1000
Plancher E.C (habitation)	5430	1500

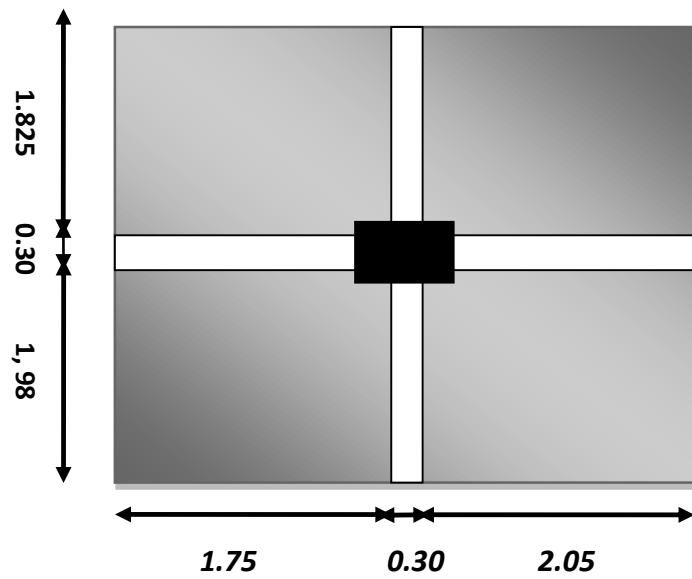


Fig. II.11.Poteau C2

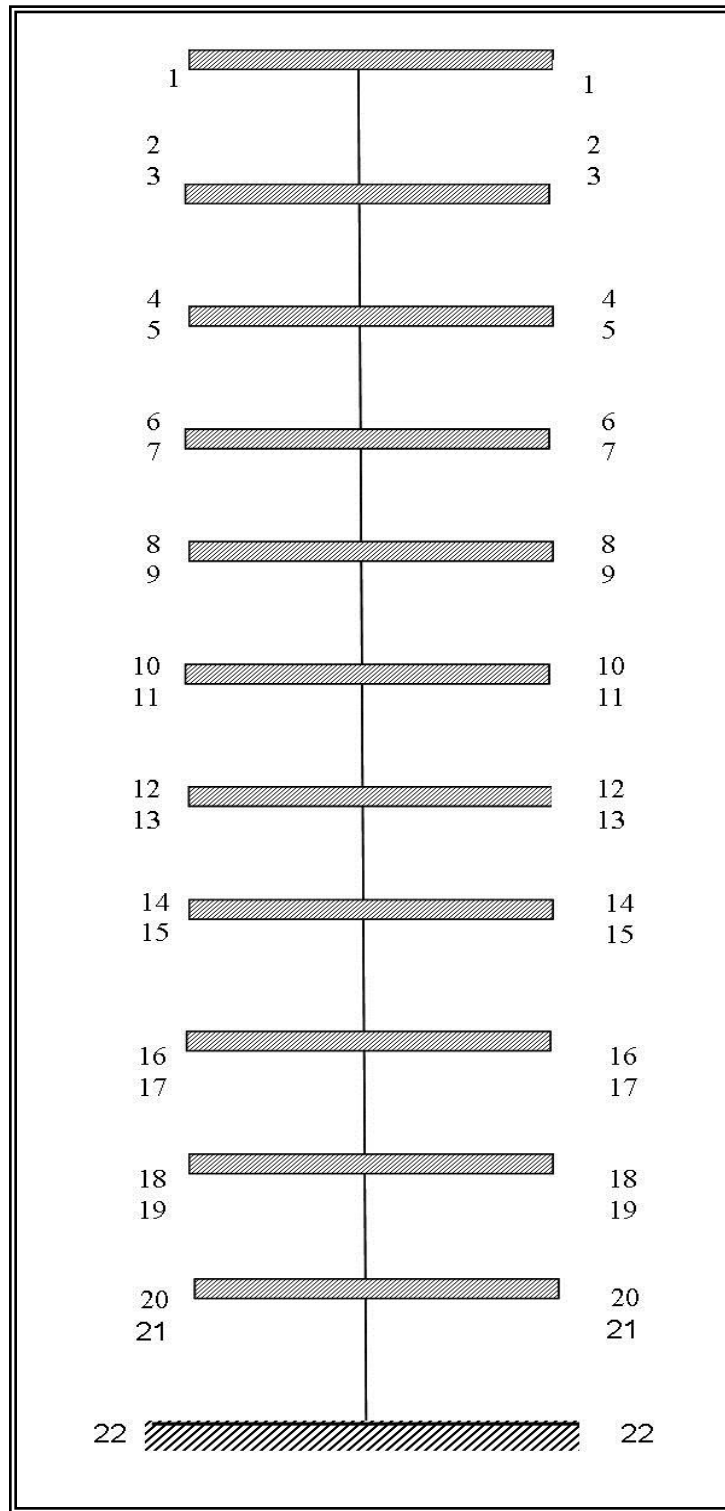


Fig. II.12



**\* Poteau intermédiaire : C2 Tableau II.8**

Suivant (DTR B.C.2.2 (6.3))

N°	Elément	G (N)	Q (N)
1-1	Plancher terrasse :		
	$S_g = 4.1 \times 4.105 = 16.83m^2$	$5890 \times 16.83 = 99128.7$	$1000 \times 16.83 = 16830$
	Poutre. P:		-----
	$V = 0.3 \times 0.4 \times 3.8 = 0.456m^3$	$0.456 \times 2500 = 1140$	
	$S = 0.3 \times 3.8 = 1.14m^2$	$1.14 \times 3040 = 3465.6$	$1.14 \times 1000 = 1140$
2-2	Poutre. S :		-----
	$V = 0.3 \times 0.35 \times 3.805 = 0.4m^3$	$0.4 \times 2500 = 1000$	
	$S = 0.3 \times 3.805 = 1.141m^2$	$1.141 \times 3040 = 3468.34$	$1.141 \times 1000 = 1141$
		108202.64	19111
	Venant : 1-1	108202.64	19111
3-3	Poteau :		-----
	$V = 0.50 \times 0.40 \times 3.20 = 0.64m^3$	$0.64 \times 2500 = 1600$	
	$S = 0.50 \times 0.40 = 0.2 m^2$	$0.2 \times 5605 = 1121$	$0.2 \times 1000 = 200$
		110923.64	19311
3-3	Venant 2-2	110923.64	19311
	Plancher étage courant :		
	$S_{PCC} = 4.1 \times 4.105 = 16.83m^2$	$5430 \times 16.83 = 91386.9$	$1500 \times 16.83 = 25245$
	Poutre. P:		-----
	$V = 0.3 \times 0.4 \times 3.8 = 0.456m^3$	$0.456 \times 2500 = 1140$	
	$S = 0.3 \times 3.8 = 1.14m^2$	$1.14 \times 2580 = 2941.2$	$1.14 \times 1500 = 1710$
	Poutre. S :		-----
	$V = 0.3 \times 0.35 \times 3.805 = 0.4m^3$	$0.4 \times 2500 = 1000$	
$S = 0.3 \times 3.805 = 1.141m^2$	$1.141 \times 2580 = 2943.78$	$1.141 \times 1500 = 1711.5$	
	210335.52	47977.5	

4-4	Venant 3-3	210335.52	47977.5
	Poteau : $V = 0.50 \times 0.40 \times 3.20 = 0.64$	$0.64 \times 2500 = 1600$	----
		211935.52	47977.5
5-5	Venant 4-4	211935.52	47977.5
	P.E.C + Pp + Ps	99411.88	28666.5
		311347.4	76644
6-6	Venant 5-5	311347.4	76644
	Poteau :	1600	----
		312947.4	76644
7-7	Venant 6-6	312947.4	76644
	P.E.C + Pp + Ps	99411.88	28666.5
		412359.28	105310.5
8-8	Venant 7-7	412359.28	105310.5
	Poteau :	1600	----
		413959.28	105310.5
9-9	Venant 8-8	413959.28	105310.5
	P.E.C + Pp + Ps	99411.88	28666.5
		513371.16	133977
10-10	Venant 9-9	513371.16	133977
	Poteau :	1600	----
		514971.16	133977
11-11	Venant 10-10	514971.16	133977
	P.E.C + Pp + Ps	99411.88	28666.5
		614383.04	162643.5
12-12	Venant 11-11	614383.04	162643.5
	Poteau :	1600	----
		615983.04	162643.5

13-13	Venant 12 - 12	615983.04	162643.5
	P.E.C + Pp + Ps	99411.88	28666.5
		715394.92	191310
14-14	Venant 13-13	715394.92	191310
	Poteau	1600	----
		716994.92	191310
15-15	Venant 14-14	716994.92	191310
	P.E.C + Pp + Ps	99411.88	28666.5
		816406.8	219976.5
16-16	Venant 15-15	816406.8	219976.5
	Poteau :	1600	----
		818006.8	219976.5
17-17	Venant 16-16	818006.8	219976.5
	P.E.C + Pp + Ps	99411.88	28666.5
		917418.68	248643
18-18	Venant 17-17	917418.68	248643
	Poteau :	1600	----
		919018.68	248643
19-19	Venant 18-18	919018.68	248643
	P.E.C + Pp + Ps	99411.88	28666.5
		1018430.56	277309.5
20-20	Venant 19-19	1018430.56	277309.5
	Poteau :	1600	----
		1020030.56	277309.5

21-21	Venant 20-20	1020030.56	277309.5
	<b>Dalle plain :</b>		
	$S_{DP} = 4.1 \times 4.105 = 16.83m^2$	$6900 \times 16.83 = 116127$	$3500 \times 16.83 = 58905$
	Poutre. P:		
	$V = 0.3 \times 0.4 \times 3.8 = 0.456m^3$	$0.456 \times 2500 = 1140$	-----
	$S = 0.3 \times 3.8 = 1.14m^2$	$1.14 \times 2580 = 2941.2$	$1.14 \times 1500 = 1710$
	Poutre. S :		
	$V = 0.3 \times 0.35 \times 3.805 = 0.4m^3$	$0.4 \times 2500 = 1000$	-----
	$S = 0.3 \times 3.805 = 1.141m^2$	$1.141 \times 2580 = 2943.78$	$1.141 \times 1500 = 1711.5$
		1144182.54	339636
22-22	Venant 21-21	1144182.54	339636
	Poteau : $V = 0.50 \times 0.40 \times 3.20 = 0.64$	$0.64 \times 2500 = 1600$	-----
		1144182.54	339636

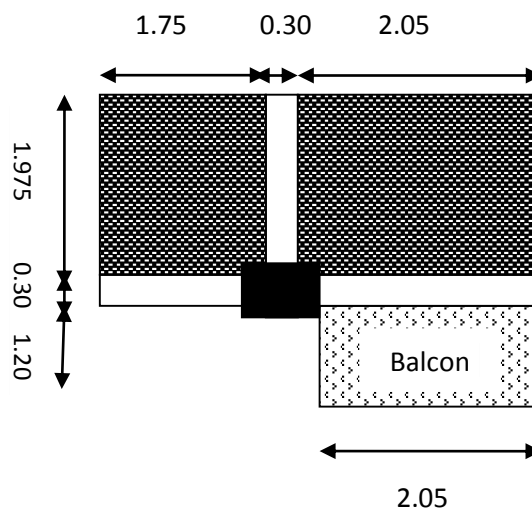
Charge permanente :  $G_1 = 1144182.54$  N.

Charge d'exploitation :  $Q_1 = 339636$  N.

**Poteau rive :C1**

Tableau II.9

Figure II13



N°	Elément	G (N)	Q (N)
1-1	<p>Acrotère :</p> <p>Plancher terrasse :</p> $S_c = (4.1 \times 1.975) = 8.1m^2$ $S_b = 2.05 \times 1.525 = 3.13m^2$ <p>Poutre. P:</p> $V = 0.3 \times 0.4 \times 3.8 = 0.456m^3$ $S = 0.3 \times 3.8 = 1.14m^2$ <p>Poutre. S :</p> $V = 0.3 \times 0.35 \times 1.975 = 0.207m^3$ $S = 0.3 \times 1.975 = 0.59m^2$	$4.1 \times 183.25 = 751.325$ $(8.1 \times 5890) + (3.13 \times 6790)$ $= 68961.7$  $0.456 \times 2500 = 1140$ $1.14 \times 3040 = 3465.6$  $0.207 \times 2500 = 517.5$ $0.59 \times 3040 = 285.795$	$(8.1 \times 1000) + (3.13 \times 1000)$ $= 11230$  <p>-----</p> $1.14 \times 1000 = 1140$  <p>-----</p> $0.59 \times 1000 = 590$
2-2	<p>Venant : 1-1</p> <p>Poteau :</p> $V = 0.50 \times 0.40 \times 3.20 = 0.64m^3$ $S = 0.50 \times 0.40 = 0.2m^2$ <p>Mur ext : <math>2.8 \times 2.05 = 5.74m^2</math></p>	$75121.92$  $0.64 \times 2500 = 1600$ $0.2 \times 3040 = 608$ $2702 \times 5.74 = 15509.48$	$12370.59$  <p>-----</p> $0.2 \times 1000 = 200$
3-3	<p>Venant 2-2</p> <p>Plancher étage courant :</p> $S_c = (4.1 \times 1.975) = 8.1m^2$ $S_b = 2.05 \times 1.525 = 3.13m^2$ <p>Poutre. P :</p> $V = 0.3 \times 0.4 \times 3.8 = 0.456m^3$ $S = 0.3 \times 3.8 = 1.14m^2$ <p>Poutre. S:</p> $V = 0.3 \times 0.35 \times 1.975 = 0.207m^3$ $S = 0.3 \times 1.975 = 0.59m^2$	$92839.4$  $(8.1 \times 5430) + (3.13 \times 5530)$ $= 61291.9$  $0.456 \times 2500 = 1140$ $1.14 \times 3040 = 3465.6$  $0.207 \times 2500 = 517.5$ $0.59 \times 3040 = 1793.6$	$12570.59$  $(8.1 \times 1500) + (3.13 \times 3500)$ $= 23105$  <p>-----</p> $1.14 \times 1500 = 1710$  <p>-----</p> $0.59 \times 1500 = 885$

4-4	Venant 3-3	161048	38270.59
	Poteau :		
	$V = 0.50 \times 0.40 \times 3.20 = 0.64\text{m}^3$ Mur ext : $5.74\text{m}^2$	$0.64 \times 2500 = 1600$ $2702 \times 5.74 = 15509.48$	----
		178157.48	38270.59
5-5	Venant 4-4	178157.48	38270.59
	P.E.C + Pp + Ps	68208.6	25700
		246366.08	63970.59
6-6	Venant 5-5	246366.08	63970.59
	Poteau +Mur ext :	17109.48	----
		263475.56	63970.59
7-7	Venant 6-6	263475.56	63970.59
	P.E.C + Pp + Ps	68208.6	25700
		331.684.16	89670.59
8-8	Venant 7-7	331.684.16	89670.59
	Poteau +Mur ext	17109.48	----
		3487793.64	115370.59
9-9	Venant 8-8	3487793.64	115370.59
	P.E.C + Pp + Ps	68208.6	25700
		417002.24	141070.59
10-10	Venant 9-9	417002.24	141070.59
	Poteau + mur ext	17109.48	----
		434111.72	141070.59
11-11	Venant 10-10	434111.72	141070.59
	P.E.C + Pp + Ps	68208.6	25700
		502320.32	166770.59
	Venant 11-11	502320.32	166770.59

12-12	Poteau :	17109.48	----
		519429.8	166770.59
13-13	Venant 12 - 12 P.E.C + Pp + Ps	519429.8	166770.59
		68208.6	25700
		655847	192470.59
14-14	Venant 13-13 Poteau	655847	192470.59
		17109.48	----
		672956.48	192470.59
15-15	Venant 14-14 P.E.C + Pp + Ps	672956.48	192470.59
		68208.6	25700
		741165.08	218170.59
16-16	Venant 15-15 Poteau :	741165.08	218170.59
		17109.48	----
		758274.56	218170.59
17-17	Venant 16-16 P.E.C + Pp + Ps	758274.56	218170.59
		68208.6	25700
		826483.16	243870.59
18-18	Venant 17-17 Poteau :	826483.16	243870.59
		17109.48	----
		843592.64	243870.59
19-19	Venant 18-18 P.E.C + Pp + Ps	843592.64	243870.59
		68208.6	25700
		911801.24	269570.59
20-20	Venant 19-19 Poteau :	911801.24	269570.59
		17109.48	----
		928910.72	269570.59
	Venant 20-20	928910.72	269570.59

21-21	Dalle plain :		
	SDP = $4.1 \times 1.975 = 8.1\text{m}^2$	$6900 \times 8.1 = 55890$	$1500 \times 8.1 = 28350$
	Poutre. P:		
	$V = 0.3 \times 0.4 \times 3.8 = 0.456\text{m}^3$	$0.456 \times 2500 = 1140$	-----
	$S = 0.3 \times 3.8 = 1.14\text{m}^2$	$1.14 \times 2580 = 2941.2$	$1.14 \times 1500 = 1710$
21-21	Poutre. S :		
	$V = 0.3 \times 0.35 \times 3.805 = 0.4\text{m}^3$	$0.4 \times 2500 = 1000$	-----
	$S = 0.3 \times 3.805 = 1.141\text{m}^2$	$1.141 \times 2580 = 2943.78$	$1.141 \times 1500 = 1711.5$
		<b>992825.7</b>	<b>57471.5</b>
22-22	Venant 21-21	992825.7	57471.5
	Poteau : $V = 0.50 \times 0.40 \times 3.20 = 0.64$	$0.64 \times 2500 = 1600$	----
		<b>994425.7</b>	<b>57471.5</b>

**Charge permanente :  $G_2 = 994425.7 \text{ N}$ .**

**Charge d'exploitation :  $Q_2 = 57471.5 \text{ N}$ .**

On prend :  $\max \{G_1 Q_1 ; G_2 Q_2\}$

$$\max \begin{cases} G_1 = 1144182.54 \text{ N} \\ Q_1 = 339636 \text{ N} \end{cases}$$

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow N_u = (1.35 \times 1144182.54) + (1.5 \times 339636) = 2054100.429 \text{ N}$$

$$N_s = G + Q \Rightarrow N_s = 1144182.54 + 339636 = 1483818.54 \text{ N}$$

**\* Vérification de la section de poteau : BAEL (B.8.4, 1)**

L'effort normal agissant ultime  $N_u$  d'un poteau doit être ou plus égale à la valeur suivante

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[ \frac{B_r \cdot F_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{F_e}{\gamma_s} \right]$$

$\alpha$  : est un coefficient fonction de l'élançement mécanique  $\lambda$

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y)$$



$$\lambda_x = \sqrt{12} \cdot \frac{l_f}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \cdot \frac{l_f}{h} ; l_f = 0.7l_0$$

$$b = h \longrightarrow \lambda_x = \lambda_y$$

- **Poteau (50×40) :**

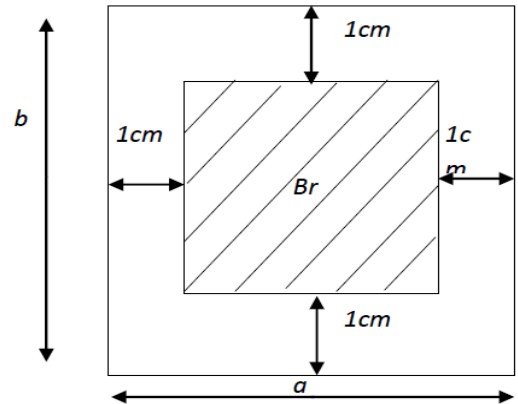


Figure II14

$$\lambda = \sqrt{12} \frac{0,7 \times 2.80}{0,50} = 13.58 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.83$$

$\alpha = 0.83$  Pas de risque de flambement

$B_r$  est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périmérique

$$B_r = (h-2) \cdot (b-2) = (50-2) (40-2) = 1824\text{cm}^2$$

$$- \gamma_b = 1.5 \quad ; \quad \gamma_s = 1.15$$

A: est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max (A_{\min}^{BAEL} ; A_{\min}^{RPA} )$$

$$A_{\min}^{BAEL} = \max (4 \text{ cm}^2 / \text{m de périmètre}, 0.2 \text{ ‰ } B)$$

$$A_{\min}^{BAEL} = \max \left\{ \begin{array}{l} 8 \frac{(b+h)}{100} = 8 \frac{(500+400)}{100} = 72\text{mm}^2 \\ 0.2 \frac{bh}{100} = 0.2 \frac{500 \times 400}{100} = 400\text{mm}^2 \end{array} \right.$$

$$- A_{\min}^{RPA} = 0.9 \text{ ‰ } B \Rightarrow (\text{Zone IIb}) \dots \dots \dots (\text{RPA.7.4.21 ; p62})$$

$$A_{\min}^{RPA} = \frac{0.9}{100} B = \frac{0.9}{100} (500 \times 400) = 1800 \text{ mm}^2$$

**\*Tableau Récapitulatif : Tableau II.10**

Niveau	$N_u (N.m)$	$A_{min}^{BAEL}$ ( $mm^2$ )	$A_{min}^{RPA}$ ( $mm^2$ )	$A (mm^2)$	$B_r$ ( $mm^2$ )	$\bar{N}(N)$	Conditio n
EC-RDC	2054100.429	400	1800	1800	182400	3279165.22	vérifiée

**\*Vérification vis-à-vis du RPA 99 (art : 7.4.3.1 ; p64)**

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

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

$B_c$  : est l'aire (section brute) de cette dernière ;

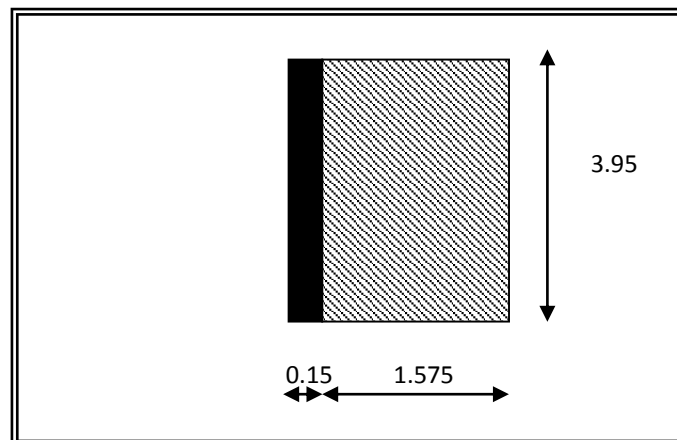
$f_{c28}$  : est la résistance caractéristique du béton.

$$N_d = G + Q = 1483818.54N.$$

$$v = \frac{1483818.54}{500 \times 400 \times 25} = 0.297 < 0.30 \dots \dots \dots cv$$

Donc les sections choisir sont suffisantes dans tous les étage.

**\* Descente des charges sur le voile "A"**



**Figure II15**

**Tableau II.11**

N°	Elément	G	Q
1-1	Acrotère : Plancher terrasse : $S_c = (1.575 \times 3.95) = 6.221m^2$ Poutre S: $V = 0.3 \times 0.35 \times 3.95 = 0.415m^3$ $S = 0.3 \times 3.95 = 1.185 m^2$	$3.95 \times 183.25 = 723.838$ $6.221 \times 5890 = 36641.69$ $0.415 \times 2500 = 1037.5$ $1.185 \times 3040 = 3602.4$	$6.221 \times 1000 = 6221$ ----- $1.185 \times 1000 = 1185$
2-2	Venant 1-1 : Voile : $0.15 \times 3.95 \times 2.85 = 1.689m^3$	41999,538 $1.689 \times 2500 = 4221.6$	7406 -----
3-3	Venant 2-2 : Plancher étage courant : $S_c = (1.575 \times 3.95) = 6.221m^2$ Poutre S: $V = 0.3 \times 0.35 \times 3.95 = 0.415m^3$ $S = 0.3 \times 3.95 = 1.185 m^2$	46221.138 $6.221 \times 5430 = 33774,6$ $0.415 \times 2500 = 1037.5$ $1.185 \times 2580 = 3057.3$	7406 $6.221 \times 1500 = 9331.5$ ----- $1.185 \times 1500 = 1777.5$
4-4	Venant 3-3 Voile :	84090.538 4221.6	18515
5-5	Venant 4-4 : P.E.C	88312.138 37869.4	18515 11109
6-6	Venant 5-5 : voile	126181.538 4221.6	29624 -----
7-7	Venant 6-6 : P.E.C	130403.138 37869.4	29624 11109
8-8	Venant 7-7 :	168272.538	40733

	Voile	4221.6	-----
9-9	Venant 8-8 :	172494.138	40733
	P.E.C	37869.4	11109
10-10	Venant 9-9 :	210363.538	51842
	Voile	4221.6	
11-11	Venant 10-10 :	214585.138	51842
	P.E.C	37869.4	11109
12-12	Venant 11-11 :	252454.538	62951
	voile	4221.6	
13-13	Venant 12-12 :	256676.138	62951
	P.E.C	37869.4	11109
14-14	Venant 13-13 :	294545.538	74060
	Voile	4221.6	
15-15	Venant 14-14 :	298767.138	74060
	P.E.C : $14.825 \times 5370$	37869.4	11109
16-16	Venant 15-15 :	336636.538	85169
	voile	4221.6	
17-17	Venant 16-16 :	340858.138	85169
	P.E.C	37869.4	11109
18-18	Venant 17-17 :	378727.538	96278
	Voile $(0.16 \times 4 \times 3.06) \times 25000$	4221.6	-----
19-19	Venant 18-18 :	382949.138	96278
	P.E.C	37869.4	11109
20-20	Venant 19-19 :	420818.538	107387
	Voile	4221.6	

21-21	Venant 20-20	425040.138	107387
	Dalle plain :		
	SDP = $3.95 \times 1.575 = 6.22\text{m}^2$	$6900 \times 6.22 = 42926.625$	$1500 \times 6.22 = 9330$
	Poutre. S :		
22-22	Venant 21-21 :	471255.763	1184945
	Voile :	4221.6	
		<b>475477.363</b>	<b>1184945</b>

**\* Vérification de la résistance des voiles à la compression BEAL85:**

Il faut que  $\frac{P_u}{A} \leq f_{c28}$

Tel que  $P_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow P_u = 1952407.2 \text{ N}$ .  
 $A_v = 150 \times 3950 = 592500 \text{ mm}^2$

$\Rightarrow \frac{P_u}{A} = \frac{1952407.2}{592500} = 3.295 \text{ MPa} < f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

La condition est vérifiée, alors pas de modification de section.

## III.1.LES PLANCHERS

---

### 1. Introduction :

Les planchers de notre projet sont constitués de corps creux et d'une table de compression ferrailée par un trillés soudés reposant sur des poutrelles en béton armé coulé sur place.

### 2. Justification du choix des planchers à corps creux :

- Absence des charges concentrées importantes sur les planchers tee
- Plus léger que la dalle pleine.
- Exécution simple.
- Bonne isolation thermique et phonique par rapport à la dalle pleine.

### 3. Méthode de calcul :

Il y a plusieurs méthodes peuvent être utilisé dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple méthodes forfaitaire.

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir le bon résultat c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire pour chaque élément secondaire.

### 3.A. Les méthodes approchées :

#### 3. A.1. Méthode forfaitaire :

\* Condition d'application :

$$1- \begin{cases} \varphi \leq 2 G \\ \varphi \leq 500 \text{ Kg} / m^2 \end{cases}$$

2- Inertie constante ( $I$ ) :

$$3- 0.8 \leq \frac{l_i}{l_i + 1} \leq 1.25$$

4- Fissuration peu nuisible

- $M_0$  : Moment isostatique d'une travée.
- $M_t$  : Moment d'une travée.
- $M_g$  : Moment gauche.
- $M_d$  : Moment droite.

$$- \alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

$$\left. \begin{array}{l} Q=0 \Rightarrow \alpha=0 \\ Q=2G \Rightarrow \alpha=\frac{2}{3} \end{array} \right\} \Rightarrow 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}.$$

Travée de rive	Travée intermédiaire
$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq (1+0.3\alpha)M_0$	$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq (1+0.3\alpha)M_0$
$M_t + \frac{M_l + M_w}{2} \geq 1.05M_0$	$M_t + \frac{M_l + M_w}{2} \geq 1.05M_0$
$M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right)M_0$	$M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right)M_0$

### **3.A.2) Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91) :**

Lorsque l'une des conditions précédentes n'est pas satisfaite, ou si le plancher supporte des surcharges élevées ( $Q \geq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$ ), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- L'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

## **4. Calcul des planchers à corps creux :**

### **4.1. Plancher étage courant :**

#### **A/Evaluation des charges :**

Charge permanente :  $G = 5430 \text{ n/m}^2$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 1500 \text{ kg/m}^2$

#### **B/Combinaisons d'actions :**

##### **E.L.U :**

$$P_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5430 + 1,5 \times 1500) \times 0,65$$

$$P_u = 6227,325 \text{ N/ml}$$

##### **E.L.S :**

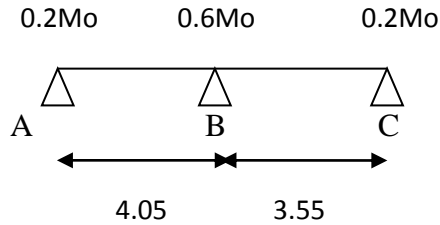
$$P_s = (G + Q) \times 0,65 = (5430 + 1500) \times 0,65$$

$$P_s = 4504,5 \text{ N/ml}$$

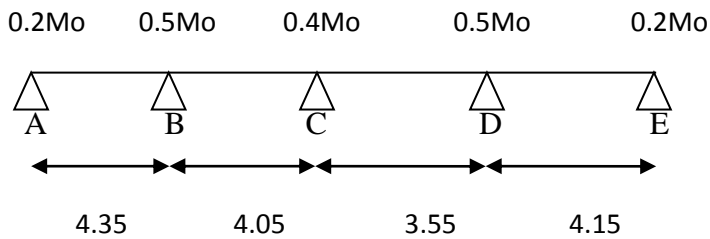
**C /Les types des planchers :**

On a 3 types des poutres contenues dans la plancher d'étages courants.

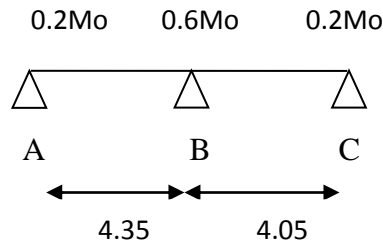
**Type01:**



**Type02:**



**Type03 :**



**\* Condition d'application :**

$$G = 5430 \text{ N/m}^2 \quad Q = 1500 \text{ N/m}^2$$

$$1- \begin{cases} Q \leq 2 G \Rightarrow (1500 < 10860) (\text{N/m}^2) \dots\dots\dots \text{C.V} \\ Q \leq 500 \text{ Kg/m}^2 \Rightarrow 150 < 500 \text{ Kg/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V} \end{cases}$$

$$2- \text{Inertie constante (I) } \dots\dots\dots \text{C.V}$$



$$3- \left. \begin{array}{l} 0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25. \\ \frac{3.95}{3.65} = 1.082 \Rightarrow 0.8 < 1.082 < 1.25 \\ \frac{3.65}{3.15} = 1.16 \Rightarrow 0.8 < 1.16 < 1.25 \\ \frac{3.15}{3.75} = 0.84 \Rightarrow 0.8 < 0.84 < 1.25 \end{array} \right\} \dots\dots\dots C.V$$

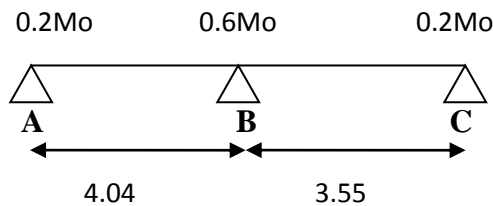
4- fissuration peu nuisible parce que les planchers sont protégées par l'étanchéité multicouches ..... (C.V)

Toutes les conditions sont vérifiées alors dans notre cas la méthode forfaitaire est applicable.

Donc la méthode forfaitaire est applicable pour les poutrelles.

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1500}{1500 + 5430} = 0.216$$

**Type01 :**



**1. Calcul des moments :**

✓ **Les moments isostatiques :**

$$M_o = \frac{P_u l^2}{8} ; \quad M_o = \frac{P_s l^2}{8}$$

E.L.U	Les travées		E.L.S	Les travées	
	L <sub>AB</sub> = 4.05 m	L <sub>BC</sub> = 3.55 m		L <sub>AB</sub> =4.05m	L <sub>BC</sub> =3.55 m
$P_u(N/ml)$	6227.325		$P_s(N/m)$	4504.5	
$M_o(N.m)$	102143.70	9810.02	$M_o(N.m)$	9235.63	7096

✓ Les moments en appuis :

Travées (m)		E.L.U		E.L.S	
		$M_0(N.m)$	$M_{app}(N.m)$	$M_0(N.m)$	$M_{app}(N.m)$
L <sub>AB</sub> = 4.05	0.2	102143.70	20428.74	9235.36	1847.072
	0.6		61286.22		5541.216
L <sub>BC</sub> = 3.55	0.6	9810.02	1962.004	7096	1419.2
	0.2				

✓ Les moments en travées :Cas de travée de rive :

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.665 M_0$$

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.65 M_0$$

$$M_t \geq \left( \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.63 M_0$$

Alors :  $M_{tmax} = 0.665 M_0$

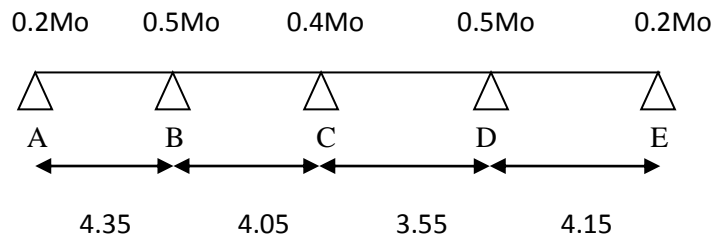
Travées (m)		E.L.U		E.L.S	
		$M_0(N.m)$	$M_t(N.m)$	$M_0(N.m)$	$M_t(N.m)$
L <sub>AB</sub> = 4.05		102143.70	67925.56	9235.63	6141.69
L <sub>BC</sub> = 3.55		9810.02	6523.66	7096	4718.84

**2. Les efforts tranchants :**

$$T_d = -\frac{P \times L}{2} + \frac{M_d - M_g}{L} \quad ; \quad T_g = \frac{P \times L}{2} + \frac{M_d - M_g}{L}$$

travées	L(m)	E.L.U		E.L.S	
		T <sub>d</sub> (N)	T <sub>g</sub> (N)	T <sub>d</sub> (N)	T <sub>g</sub> (N)
A-B	4.05	-12501.355	10228.381	-9042.784	7398.794
B-C	3.55	-11124.918	8491.156	-6020.479	8168.697

**Type02 :**



**1. Calcul des moments :**

✓ **Les moments isostatiques :**

$$M_o = \frac{P_u l^2}{8} \quad ; \quad M_o = \frac{P_s l^2}{8}$$

E.L.U	Les travées				E.L.S	Les travées			
	4.35	4.05	3.55	4.15		4.35	4.05	3.55	4.15
P <sub>u</sub> (N/m)	6227.325				P <sub>s</sub> (N/m)	4504.5			
M <sub>0</sub> (N.m)	14729.57	12736.44	9809.98	13406.26	M <sub>0</sub> (N.m)	10654.55	9235.63	7096	9697.34

✓ Les moments en appuis :

Travées (m)		E.L.U		E.L.S	
		$M_0(N.m)$	$M_{app}(N.m)$	$M_0(N.m)$	$M_{app}(N.m)$
L <sub>AB</sub> = 4.35	0.2	14729.57	2945.91	10654.55	2130.91
	0.5		7364.785		5327.28
L <sub>BC</sub> = 4.05	0.5	12736.44	7364.79	9235.63	3694.25
	0.4				
L <sub>CD</sub> = 3.55	0.4	9809.9	6703.13	7096	4848.67
	0.5				
L <sub>DE</sub> = 4.15	0.5	13406.26	2681.25	9697.34	1939.47
	0.2				

✓ Les moments en travées :

1- Cas de travée de rive :  $\alpha=0.216$

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.71 M_0$$

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.7 M_0$$

$$M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.63 M_0$$

2- Cas de travée intermédiaire :

$$M_t + \frac{M_l + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.61 M_0$$

$$M_t + \frac{M_l + M_w}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.6 M_0$$

$$M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.53 M_0$$

On adopte :  $M_{tr} = 0.71 M_0$

$$M_{ii} = 0.61 M_0$$

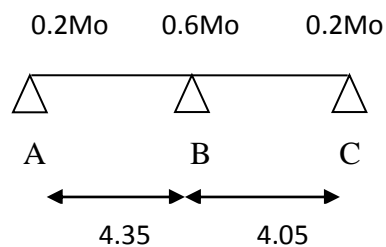
Travées (m)	E.L.U		E.L.S	
	$M_0(N.m)$	$M_t(N.m)$	$M_0(N.m)$	$M_t(N.m)$
L <sub>AB</sub> = 4.35	14729.57	8985.04	10654.55	6499.28
L <sub>BC</sub> = 4.05	12736.44	7769.23	9235.63	5633.73
L <sub>CD</sub> = 3.55	9809.9	5984.04	7096	4328.56
L <sub>DE</sub> = 4.15	13406.26	8177.82	9697.34	5915.38

**2. Les efforts tranchants :**

$$T_d = -\frac{P \times L}{2} + \frac{M_d - M_g}{L} \quad ; \quad T_g = \frac{P \times L}{2} + \frac{M_d - M_g}{L}$$

travées	L(m)	E.L.U		E.L.S	
		$T_d(N)$	$T_g(N)$	$T_d(N)$	$T_g(N)$
A-B	3.95	-13221.389	11376.544	-9563.617	8229.159
B-C	3.65	-10837.625	11892.112	-7839.334	8602.091
C-D	3.15	-10228.691	9387.383	-7398.865	6790.311
D-E	3.75	-10800.517	12551.952	-7812.492	9079.384

**Type03 :**



**1. Calcul des moments :**✓ **Les moments isostatiques :**

$$M_0 = \frac{P_u l^2}{8} ; \quad M_0 = \frac{P_s l^2}{8}$$

<i>E.L.U</i>	<i>Les travées</i>		<i>E.L.S</i>	<i>Les travées</i>	
	$L_{AB} = 4.34 \text{ m}$	$L_{BC} = 4.05 \text{ m}$		$L_{AB} = 4.34 \text{ m}$	$L_{BC} = 4.05 \text{ m}$
$P_u (N/ml)$	6227.325		$P_s (N/m)$	4504.5	
$M_0 (N.m)$	14729.57	12736.44	$M_0 (N.m)$	10654.55	9235.63

✓ **Les moments en appuis :**

<i>Travées</i> (m)		<i>E.L.U</i>		<i>E.L.S</i>	
		$M_0 (N.m)$	$M_{app} (N.m)$	$M_0 (N.m)$	$M_{app} (N.m)$
$L_{AB} = 3.95$	0.2	14729.57	29459.91	10654.55	2130.91
	0.6		8837.74		6392.73
$L_{BC} = 3.65$	0.2	12736.44	2547.29	9235.63	1847.13

\* **Les moments en travées :****Cas de travée de rive :**  $\alpha = 0.216$ 

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.665 M_0$$

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.65 M_0$$

$$M_t \geq \left( \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.63 M_0$$

Alors :  $M_{tmax} = 0.665M_0$

Travées (m)	E.L.U		E.L.S	
	$M_0(N.m)$	$M_t(N.m)$	$M_0(N.m)$	$M_t(N.m)$
$L_{AB} = 4.35$	14729.57	9795.16	10654.55	7085.28
$L_{BC} = 3.65$	12736.44	8469.73	9235.63	6141.69

## 2. Les efforts tranchants :

$$T_d = -\frac{P \times L}{2} + \frac{M_d - M_g}{L} \quad ; \quad T_g = \frac{P \times L}{2} + \frac{M_d - M_g}{L}$$

travées	L(m)	E.L.U		E.L.S	
		$T_d(N)$	$T_g(N)$	$T_d(N)$	$T_g(N)$
A-B	3.95	-13528.864	11069.07	-9786.027	8006.749
B-C	3.65	-9936.635	12793.107	-7187.608	9253.817

## 4.2. Calcul du ferrailage dans la plancher d'étages courants :

	$M_t^{\max}(N.m)$	$M_{app}^{\max}(N.m)$	$T_{\max}(N)$
E.L.U	9795.16	8837.74	13528.864
E.L.S	7085.28	6499.28	9786.027

\* L'enrobage :

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}, \quad \phi \geq \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm.}$$

$$c_0 \geq 1 \text{ cm} \Rightarrow c_0 = 1 \text{ cm (fissuration peu préjudiciable). BAEL91.A.7.1}$$

$$\Rightarrow c \geq 1 + \frac{2}{2} = 2 \text{ cm.}$$

Alors on adopte  $c = 2 \text{ cm}$ .

**4.1.2. Calcul des armatures longitudinale :****A- En travées :****E.L.U :**

$$M_u = 9795.16 \text{ N.m.}$$

$$M_{Tab} = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 65 \times 4 \times \left( 18 - \frac{4}{2} \right).$$

$$M_{Tab} = 59072 > 9795.16$$

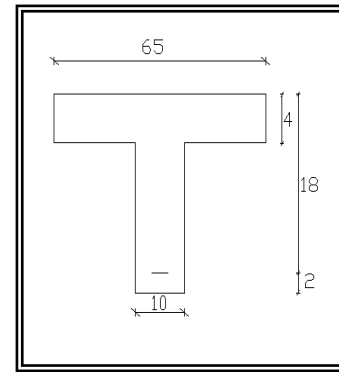


Figure.III.1.1

Donc la section en "T" sera calculer comme une section rectangulaire de largeur  $b$ .

**B- En appuis :**

$$M_{app} = -8837.74 \text{ N.m} \Rightarrow M_{app} < 0.$$

Le moment sur appuis est négatif donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur  $b_0 = 10 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

**\* Tableau récapitulatif des résultats :**

Élément	$M(N.m)$	$b_0(cm)$	$\mu$	$\mu_l$	$\alpha$	$\beta$	$A_{calc} (cm^2)$
Travée	8837.74	10	0,192	0.392	0,269	0,89	2,85
Appuis	9795.16	65	0,0328	0.392	0,0417	0,983	0,44

**E.L.S :**

D'après le "B.A.E.L 91" :

\* La fissuration est peut nuisible  $\Rightarrow$  il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .



\* La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}, \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Elément	$\alpha$	$M_u$	$M_s$	$\gamma$	$F_{c28}$	$\bar{\alpha}_l$	condition
Travée	0,0836	9795,16	7085,28	1,38	25	0.44	c.v
Appuis	0,269	8837,74	6499,28	1,36	25	0.44	c.v

\* **Condition de non fragilité** : B.A.E.L (1.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23 b.d \frac{f_{t28}}{f_l}$$

- En travée :  $A_{min} \geq 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$

- En appuis :  $A_{min} \geq 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$

\* **Pourcentage minimale** : B.A.E.L 91 (art B.6.4)

$$A'_m \geq 0.001 b h$$

- En travée :  $A'_m \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.30 \text{ cm}^2$

- En appuis :  $A'_m \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.20 \text{ cm}^2$

\* **Tableau récapitulatif des résultats** :

Elément	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A'_m(\text{cm}^2)$	$A_{max}(\text{cm}^2)$	$A_{adopte}(\text{cm}^2)$
Travée	2.86	1.41	1.3	2.86	3HA12=3.39
Appuis	0.44	0.21	0.2	0.44	1HA12=1.13

**4.1.3. Vérification de l'effort tranchant :**

\* **La contrainte de cisaillement** : Selon la B.A.E.L 91 (A.5.1.1) :

$$\text{La contrainte tangente : } \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

$V_u$  : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de E.L.U

$b_0$  : Désigne de largeur de l'âme.

$d$  : L'hauteur utile de la nervure .

$$\tau_u = \frac{13528.864}{100 \times 180} = 0.752 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites ( $\perp$  à la fibre moyenne), donc " $\tau_u$ " doit être au plus égale à la plus basse deux valeur :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{F_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) \dots \text{ Fissuration peu nuisible (B.A.E.L.A..1.211).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.25, 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.670 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \dots \dots \dots \text{c.v}$$

\* **Diamètre minimale  $\phi_t$**  : B.A.E.L (A.7.2.2) :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{ht}{35}, \phi_L, \frac{b_0}{10}\right) = (5.71, 12, 10)$$

Soit :  $\phi_t = 6 \text{ mm}$

Donc on adopte des cadres  $\phi_6$  d'où :

$$A_t = 2\phi_6 = 0.57 \text{ mm}^2 \text{ de nuance } F_e E 235$$

\* **L'espace des cadres St** : BAEL91 (A.5.1, 22).

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{At \cdot f_e}{0,4b_0} = 32,90 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot At \cdot f_e}{b_0(\tau_u - 0,3Kft_{28})} = 26,32 \text{ cm} \dots \text{ BAEL91 (A.5.1, 23)}$$

$$S_t \leq \min(16,2, 32,9, 26,32)$$

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 15 cm.

\* **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis** : BAEL91(A.5.1,31)

A- Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$v_u \leq \frac{0,8 \cdot b_0 \cdot a \cdot f_{c28}}{\gamma_b \cdot 2}$$

Au maximum  $a = 0,9$ .  $d = 16,20 \text{ cm}$ .

$$V_u = 13528,864 \text{ N}$$

$$\frac{0,8 \times 10 \times 16,2 \times 100 \times 25}{1,5 \times 2} = 108000 > v_u = 13528,864 \text{ N} \dots (c.v)$$

B- Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle

$$\text{que l'on ait : } A \geq \gamma_s \frac{V_u}{f_e}$$

$$A = 3,39 \text{ cm}^2 = 339 \text{ mm}^2.$$

$$1.15 \cdot \frac{13528,864}{400} = 38,9 \text{ mm}^2 < 226 \text{ mm}^2 \dots (c.v)$$

\* **Vérification de la flèche** : BAEL91 (B.6.8, 424)

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{395} = 0,051 > 0,044 \dots (c.v)$$

$$2/ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} = \frac{0,7 \cdot M_0}{15M_0} = 0,046 < 0,051 \dots (c.v)$$

$$3/ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,60}{f_e} \Rightarrow \frac{2,26}{65 \times 18} = 0,002 < \frac{3,60}{400} = 0,009 \quad (c.v)$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

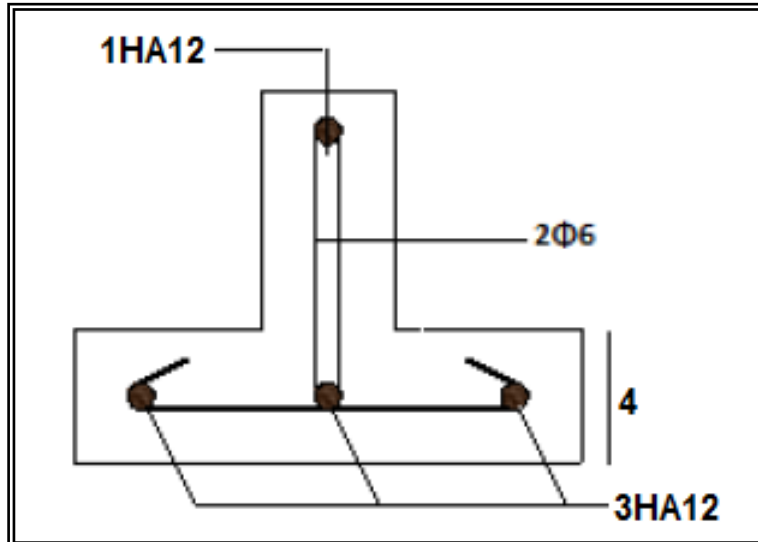


Figure III.1.2

#### 4.2. Plancher terrasse :

##### A/Evaluation des charges :

Charge permanente :  $G = 5890 \text{ kg/m}^2$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 1000 \text{ kg/m}^2$

##### B/Combinaisons d'actions :

###### E.L.U :

$$P_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5890 + 1,5 \times 1000) \times 0,65$$

$$P_u = 6143,475 \text{ N/ml}$$

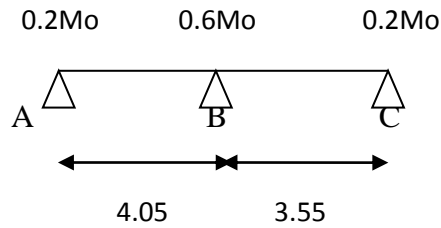
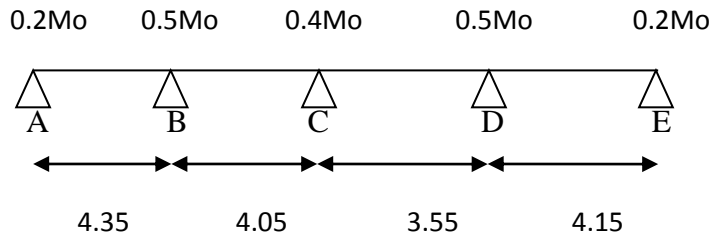
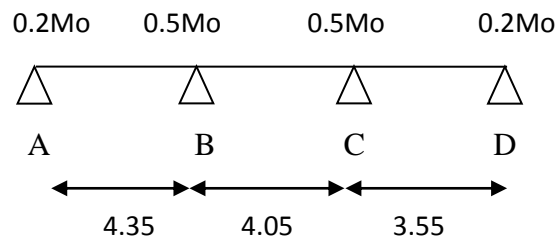
###### E.L.S :

$$P_s = (G + Q) \times 0,65 = (5890 + 1000) \times 0,65$$

$$P_s = 4478,5 \text{ N/ml}$$

##### Les types des planchers :

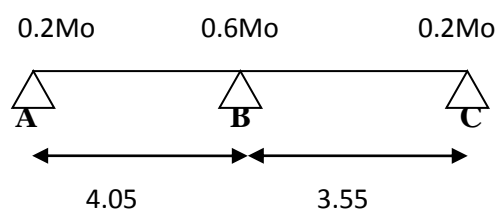
On a 3 types des poutres contenues dans la plancher d'étages courants.

**Type01 :****Type02 :****Type03 :****\* Condition d'application :**

$$G = 5890 \text{ N/m}^2 \quad Q = 1000 \text{ N/m}^2$$

Toutes les conditions sont vérifiées par ce qu'ils ont les mêmes dimensions dans la terrasse et l'étage alors dans notre cas la méthode forfaitaire est applicable. Donc **la méthode forfaitaire** est applicable pour les poutrelles.

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1000}{1000 + 5890} = 0.145$$

**Type01 :**

**1. Calcul des moments :**✓ **Les moments isostatiques :**

$$\text{ELU} \Rightarrow M_0 = \frac{P_u l^2}{8} ; \quad \text{ELS} \Rightarrow M_0 = \frac{P_s l^2}{8}$$

<i>E.L.U</i>	<i>Les travées</i>		<i>E.L.S</i>	<i>Les travées</i>	
	$L_{AB} = 4.05 \text{ m}$	$L_{BC} = 3.55 \text{ m}$		$L_{AB} = 4.05 \text{ m}$	$L_{BC} = 3.55 \text{ m}$
$P_u (N/ml)$	6143.475		$P_s (N/ml)$	4478.5	
$M_0 (N.m)$	12596.04	9677.89	$M_0 (N.m)$	9182.32	7055.04

✓ **Les moments en appuis :**

<i>Travées</i>		<i>E.L.U</i>		<i>E.L.S</i>	
<i>(m)</i>		$M_0 (N.m)$	$M_{app} (N.m)$	$M_0 (N.m)$	$M_{app} (N.m)$
$L_{AB} = 4.05$	0.2	12596.04	2519.208	9182.32	1836.46
	0.6		7557.62		5509.39
$L_{BC} = 3.55$	0.2	9677.89	1935.58	7055.04	1411.01

\* **Les moments en travées :****Cas de travée de rive :**

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.644 M_0$$

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.65 M_0$$

$$M_t \geq \left( \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.63 M_0$$

Alors :  $M_{\text{tmax}} = 0.65 M_0$

✓ Les moments en travées :

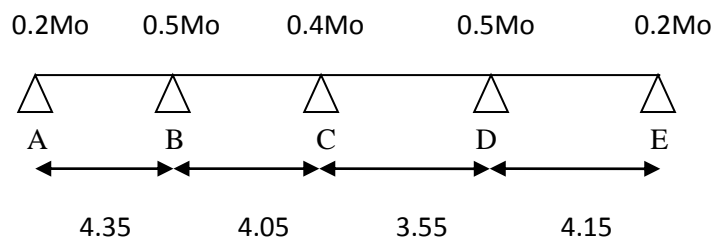
Travées (m)	E.L.U		E.L.S	
	$M_0(N.m)$	$M_t(N.m)$	$M_0(N.m)$	$M_t(N.m)$
$L_{AB} = 4.05$	12596.04	8187.43	9182.32	5968.51
$L_{BC} = 3.55$	9677.89	6290.63	7055.04	4585.78

**2. Les efforts tranchants :**

$$T_d = -\frac{P \times L}{2} + \frac{M_d - M_g}{L} \quad ; \quad T_g = \frac{P \times L}{2} + \frac{M_d - M_g}{L}$$

travées	L(m)	E.L.U		E.L.S	
		$T_d(N)$	$T_g(N)$	$T_d(N)$	$T_g(N)$
A-B	3.65	-12333.026	10090.658	-8990.589	7355.937
B-C	3.15	-8211.047	11140.899	-5985.729	8121.547

Type02 :



**1. Calcul des moments :**

✓ Les moments isostatiques :

$$M_o = \frac{P_u l^2}{8} \quad ; \quad M_o = \frac{P_s l^2}{8}$$

E.L.U	Les travées				E.L.S	Les travées			
	4.35	4.05	3.55	4.15		4.35	4.05	3.55	4.15
$P_u$ (N/m)	6143.475				$P_s$ (N/m)	4478.5			
$M_0$ (N.m)	14531.24	12596.04	9677.89	13225.75	$M_0$ (N.m)	10593.05	9182.32	7055.04	9641.37

✓ Les moments en appuis :

Travées (m)		E.L.U		E.L.S	
		$M_0$ (N.m)	$M_{app}$ (N.m)	$M_0$ (N.m)	$M_{app}$ (N.m)
$L_{AB} = 4.35$	0.2	14531.24	2906.25	10593.05	2118.61
	0.5		7265.62		5296.53
$L_{BC} = 4.05$	0.4	12596.04	5038.42	9182.32	3672.93
	0.5		6612.88		
$L_{DE} = 4.15$	0.2	13225.75	2645.15	9641.37	2645.15

✓ Les moments en travées :

a- Cas de travée de rive :  $\alpha = 0.145$

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.694 M_0$$

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.7 M_0$$

$$M_t \geq \left( \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.622 M_0$$



**b- Cas de travée intermédiaire :**

$$M_t + \frac{M_l + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.59 M_0$$

$$M_t + \frac{M_l + M_w}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.6 M_0$$

$$M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.522 M_0$$

On adopte  $M_{t1} = 0.7 M_0$

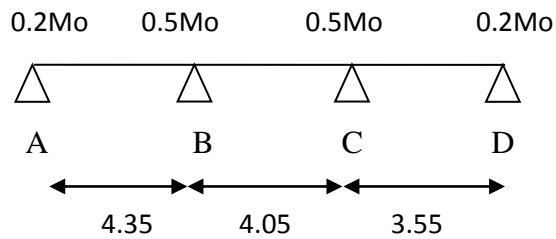
$$M_{t2} = 0.6 M_0$$

Travées (m)	E.L.U		E.L.S	
	$M_0(N.m)$	$M_t(N.m)$	$M_0(N.m)$	$M_t(N.m)$
L <sub>AB</sub> = 4.35	14531.24	8718.74	10593.05	6355.83
L <sub>BC</sub> = 4.05	12596.04	7557.62	9182.32	5509.39
L <sub>CD</sub> = 3.55	9677.89	5806.734	7055.04	4233.02
L <sub>DE</sub> = 4.15	13225.75	7935.45	9641.37	5784.82

**2. Les efforts tranchants :**

$$T_d = -\frac{P \times L}{2} + \frac{M_d - M_g}{L} \quad ; \quad T_g = \frac{P \times L}{2} + \frac{M_d - M_g}{L}$$

travées	L(m)	E.L.U		E.L.S	
		$T_d(N)$	$T_g(N)$	$T_d(N)$	$T_g(N)$
A-B	4.35	-13043.363	11223.357	-9508.415	8181.66
B-C	4.05	-10691.698	11731.986	-7794.086	8552.44
C-D	3.55	-10090.962	9260.984	-7356.158	6751.117
D-E	4.15	-10496.689	12541.342	-7767.398	9026.977

**Type03 :****1. Calcul des moments :**✓ **Les moments isostatiques :**

$$M_o = \frac{P_u l^2}{8} ; \quad M_o = \frac{P_s l^2}{8}$$

<i>E.L.U</i>	<i>Les travées</i>			<i>E.L.S</i>	<i>Les travées</i>		
	$L_{AB}=4.35 \text{ m}$	$L_{BC}=4.05$	$L_{CD}=3.55 \text{ m}$		$L_{AB}=4.35$	$L_{BC}=4.05\text{m}$	$L_{BC}=3.55\text{m}$
$P_u(N/ml)$	6143.475			$P_s(N/m)$	4478.5		
$M_o(N.m)$	14531.24	12596.04	9677.89	$M_o(N.m)$	10593.05	9182.32	7055.04

**\*Les moments en appuis :**

<i>Travées</i>		<i>E.L.U</i>		<i>E.L.S</i>	
<i>(m)</i>		$M_o(N.m)$	$M_{app}(N.m)$	$M_o(N.m)$	$M_{app}(N.m)$
$L_{AB}=4.35$	0.2	14531.24	2906.25	10593.05	2118.61
	0.5		7265.62		5296.53
$L_{BC}=4.05$	0.5	12596.04	6298.02	9182.32	4591.16
	0.2		1935.58		1411.01
$L_{CD}=3.55$	0.5	9677.89	7055.04	7055.04	7055.04
	0.2		1935.58		1411.01

\* Les moments en travées :

a- Cas de travée de rive :  $\alpha = 0.145$

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.694 M_0$$

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.7M_0$$

$$M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.622 M_0$$

b- Cas de travée intermédiaire :

$$M_t + \frac{M_l + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.544 M_0$$

$$M_t + \frac{M_l + M_w}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.55 M_0$$

$$M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.522 M_0$$

On adopte  $M_{tr} = 0.7 M_0$

$$M_{ti} = 0.55M_0$$

Travées (m)	E.L.U		E.L.S	
	$M_0(N.m)$	$M_t(N.m)$	$M_0(N.m)$	$M_t(N.m)$
L <sub>AB</sub> = 4.35	14531.24	7992.18	10593.05	5826.18
L <sub>BC</sub> = 4.05	12596.04	6927.82	9182.32	5050.28
L <sub>CD</sub> = 3.55	9677.89	5322.84	7055.04	3880.27

**2. Les efforts tranchants :**

$$T_d = -\frac{P \times L}{2} + \frac{M_d - M_g}{L} \quad ; \quad T_g = \frac{P \times L}{2} + \frac{M_d - M_g}{L}$$

travées	L(m)	E.L.U		E.L.S	
		$T_d(N)$	$T_g(N)$	$T_d(N)$	$T_g(N)$
A-B	3.95	-13043.366	11223.36	-9508.416	8181.66
B-C	3.65	-10971.994	11451.69	-8173.253	8173.253
C-D	3.15	-8535.834	10816.112	-6524.615	7582.661

	$M_t^{\max} (N.m)$	$M_{app}^{\max}$	$T_{\max}$
E.L.U	8718.74	7265.62	13043.363
E.L.S	6355.83	5296.53	9508.415

L'enrobage :  $c=2 \text{ cm}$

\* Calcul des armatures longitudinales :

E.L.U :

A- En travée :

$$M_u = 8718.74 \text{ N.m} < M_{tab} = 59072 \text{ N.m}$$

Donc la section en "T" sera calculée comme une section rectangulaire de largeur  $b$ .

B- En appuis :

$$M_u = -7265.62 \text{ N.m} < M_{app} = 0$$

Alors nous considérons une section rectangulaire de largeur  $b_0 = 10 \text{ cm}$ .

\* Tableau récapitulatif des résultats :

Elément	$M(N.m)$	$b_0(cm)$	$\mu$	$\mu_l$	$\alpha$	$\beta$	$A_{calc}$ ( $cm^2$ )
Appuis	7265.62	10	0,0292	0.392	0,037	0,9852	0,39
Travée	8718.74	65	0,158	0.392	0,215	0,914	2,28

E.L.S:

$$\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}, \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Elément	$\alpha$	$M_u$	$M_s$	$\gamma$	$F_{c28}$	$\bar{\alpha}_l$	condition
Travée	0.215	8718.74	5296.53	1.37	25	0.44	c.v
Appuis	0.037	7265.62	6355.83	1.37	25	0.44	c.v

\* Condition de non fragilité : B.A.E.L (1.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23 b.d \frac{f_{t28}}{f_t}$$

- En travée :  $A_{min} \geq 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$

- En appuis :  $A_{min} \geq 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$

\* Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4)

$$A'_m \geq 0.001 b h$$

- En travée :  $A'_m \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.3 \text{ cm}^2$

- En appuis :  $A'_m \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.2 \text{ cm}^2$

\* Tableau récapitulatif de résultats :

Elément	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A'_m(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	$A_{adopte}(cm^2)$
Travée	2.28	1.41	1.3	1.41	3HA12=3.39
Appuis	0.39	0.21	0.2	0.39	1HA12=1.13

### 1.5.5.2. Vérification de l'effort tranchants :

\* Condition cisaillement :

$$V_u = 13043.363 \text{ N} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{13042.363}{100 \times 180} = 0.72 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} > \tau_u = 0.72 \text{ MPa} \dots\dots\dots c.v$$

\* Diamètre minimal  $\phi_t$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{ht}{35}, \phi_t, \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\text{Soit } \phi_t = 6 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 2\phi 6 = 0.57 \text{ mm}^2$$

\* L'espacement des cadres ( $S_t$ ) :

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

\* Influence de l'effort tranchant :

**A- Sur appuis :**

$$V_u \leq \frac{0.8 \times b_0 \times f_{t28}}{\gamma_b \times 2} = 108000 > V_u = 13043.363 \text{ N} \dots\dots\dots c.v$$

**B-**  $A \geq \gamma_s \times \frac{V_u}{f_c}$

$$A = 226 \text{ mm}^2$$

$$\gamma_s \times \frac{V_u}{f_e} = 1.15 \frac{13043.363}{400} = 37.50$$

$$\Rightarrow 226 > 37.50 \dots\dots\dots c.v$$

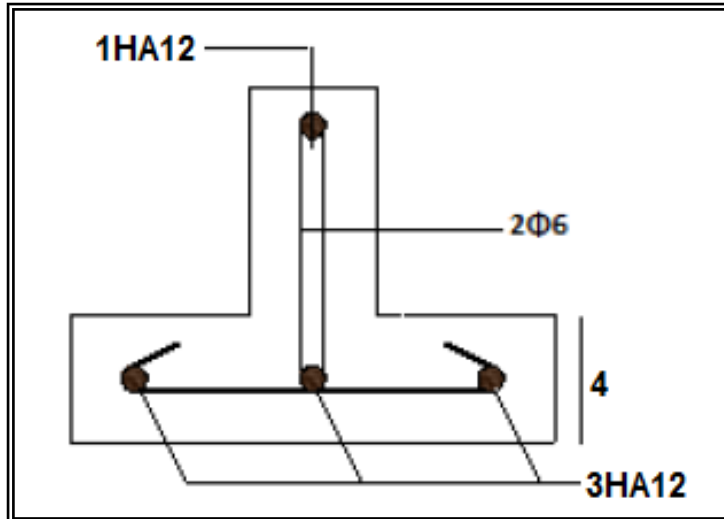


Figure III.1.3

### 1.6 La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir un quadriallage de barres dont les dimensions de mailles sont définie comme suit:

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

L'écartement L entre axes des nervures égale à 65cm donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e} \quad (\text{la section des armatures } \perp \text{ aux nervures}).$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ On adapte } 5\emptyset 5 = 0,98 \text{ cm}^2.$$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte : 3 $\emptyset$ 5 = 0,59 cm<sup>2</sup>.

Donc on choisi un treilli soudé TS  $\emptyset$ 5 (200×200) mm<sup>2</sup>

**1.7. Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{15M_0} \Rightarrow \frac{20}{395} = 0.051 > \frac{8387.19}{15 \times 11981.7} = 0.047 \dots\dots\dots cv$$

$$\frac{h}{l} = \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{395} = 0.051 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots\dots\dots cv$$

$$\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{3.60}{f_e} \Rightarrow \frac{2.26}{65 \times 18} = 0.002 < \frac{3.60}{400} = 0.009 \dots\dots\dots cv$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.



Plancher étage S-Sol (dalle pleine) :1-Evaluation des chargesa-Charge permanente : D'après le DTR BC 2.2

N°	Désignations	e (m)	$\gamma$ (N/m <sup>3</sup> )	Charges (N/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0,02	20000	400
2	mortier de pose	0.02	20000	400
3	Dalle pleine	0.20	25000	5000
4	Enduit en plâtre	0,01	10000	100
5	Cloisons	-	-	1000
				<b>G = 6900</b>

b-Surcharge d'exploitation : Q = 1500 N/m<sup>2</sup>.2-Combinaisons d'actions :➤ E.L.U

$$P_u = (1,35 G + 1,5 Q) = (1,35 \times 5900 + 1,5 \times 2500)$$

$$P_u = 11715 \text{ N/ml}$$

➤ E.L.S

$$P_s = (G + Q) = (5400 + 2500)$$

$$P_s = 8400 \text{ N/ml}$$

- Détermination des sollicitations**Dalle travaille dans deux sens:**

- $0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1$
- La dalle est uniformément chargée.

Dans ce cas, on détermine les moments suivants les deux directions  $L_x$ ,  $L_y$ . on calcule les armatures parallèles à ces deux directions en fonction du moment en travée, les moments  $M_x$ ,  $M_y$  sont calculés suivant la méthode exposée dans l'annexe E3 des règles BAEL 91.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \xrightarrow{\text{TABLEAU}} \mu_x, \mu_y$$

Telle que: 
$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times p \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases}$$

- Si la dalle est continue au-delà de ces appuis, on aura une dalle intermédiaire.

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75M_{0x} \\ M_{ty} = 0.75M_{0y} \end{cases}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_{0x}$$

- si la dalle est une dalle de rive:

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y}$$

$$M_a = 0.3 M_{0x} \dots\dots\dots \text{pour appuis de rive.}$$

$$M_a = 0.5 M_{0x} \dots\dots\dots \text{pour appuis intermédiaire.}$$

$$T_{\max} = (P \cdot \ell_x \cdot \ell_y) / (2 \ell_y + \ell_x)$$

### Panneau 01:

Si la dalle est une dalle de rive:

$$\ell_x / \ell_y = 3.65 / 3.65 = 1 \quad 0.4 < \ell_x / \ell_y = 1$$

On a donc la dalle travaille dans les deux sens :

$\rho = 0.936$  nous lisons sur le tableau donné (voir BAEL91 p243)

### L'E.L.U.R :

Pour  $\nu = 0$  
$$\begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,000 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot P \cdot \ell_x^2 = 0.0368 \times 11715 \times 3.65^2 = 5743.490 N.m$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 1.000 \times 5743.490 = 5743.490 N.m$$

En travée :

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 5743.490 = 4881.967 N.m$$

$$\text{Donc : } M_{0x} = M_{0y} \iff M_{ty} = 4881.967 N.$$

Sur appuis :

$$M_{ax} = 0,3 M_{0x} = 0,3 \times 5743.490 = 1723.047 N.m$$

$$M_{ay} = 0,3 M_{0x} = 0,3 \times 5743.490 = 1723.047 N.m$$

$$M_{ae} = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 5743.490 = 2871.745 N.m$$

E.L.S :

Le même calcul pour E.L.U

E.L.U :  $\nu = 0$ 

$P_u$ (N/ml)	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x}$ (N.m)	$M_{0y}$	$M_{tx}$	$M_{ty}$	$M_{ax} = M_{ary}$	$M_{ae}$
11715	0.0368	1.000	5743.490	5743.49	4881.97	4881.97	1723.047	2871.745

E.L.S :  $\nu = 0.20$ 

$P_{ser}$ (N/ml)	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x}$ (N.m)	$M_{0y}$	$M_{tx}$	$M_{ty}$	$M_{ax} = M_{ary}$	$M_{ae}$
8400	0.0442	1	3946.378	3946.378	3354.42	3354.42	1183.91	<b>1973.189</b>

Panneau 02:

Si la dalle est une dalle de rive:

$$\ell_x / \ell_y = 3.15 / 3.65 = 0.86 \iff 0.4 < \ell_x / \ell_y = 0.86 < 1$$

On a donc la dalle travaille dans les deux sens :

$\rho = 0.936$  nous lisons sur le tableau donné (voir BAEL91 p243)

**E.L.U** :  $\nu = 0$ 

$P_u$ (N/ml)	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x}$ (N.m)	$M_{0y}$	$M_{tx}$	$M_{ty}$	$M_{ax} = M_{ary}$	$M_{aey}$
11715	0.0498	0.693	5788.856	4011.677	4920.528	3409.925	1736.657	2894.428

**E.L.S** :  $\nu = 0.20$ 

$P_{ser}$ (N/ml)	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x}$ (N.m)	$M_{0y}$	$M_{tx}$	$M_{ty}$	$M_{ax} = M_{ary}$	$M_{aey}$
8400	0.0569	0.791	4742.56	3751.36	4031.18	3188.65 6	1422.768	<b>2371.28</b>

**Panneau 03:**

Si la dalle est une dalle de rive:

$$l_x / l_y = 3.50 / 3.95 = 0.89 \Rightarrow 0.4 < l_x / l_y = 0.89 < 1$$

On a donc la dalle travaille dans les deux sens :

 $\rho = 0.886$  nous lisons sur le tableau donné (voir BAEL91 p243)**E.L.U** :  $\nu = 0$ 

$P_u$ (N/ml)	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x}$ (N.m)	$M_{0y}$ (N.m)	$M_{ty}$ (N.m)	$M_{ty}$	$M_{ax} = M_{ary}$	$M_{aey}$
11715	0.0468	0.759	6716.210	5097.603	5708.779	4332.963	2014.863	3358.105

**E.L.S** :  $\nu = 0.20$ 

$P_{ser}$ (N/ml)	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x}$ (N.m)	$M_{0y}$	$M_{tx}$	$M_{ty}$	$M_{ax} = M_{ary}$	$M_{aey}$
8400	0.0539	0.832	5546.31	4614.5 3	4714.364	3922.35 1	1663.893	<b>2773.155</b>

**Panneau 04:**

- Si la dalle est une dalle intermédiaire :

Donc la dalle travaille dans les deux sens :

$$\ell_x / \ell_y = 3.50 / 3.65 = 0,96 \implies 0.4 < \ell_x / \ell_y = 0,96 < 1$$

$\rho = 0.959$  nous lisons sur le tableau donné (voir BAEL91 p243)

Même étape de calcul pour la dalle précédente sans :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75M_{0x} \\ M_{ty} = 0.75M_{0y} \end{cases}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_{0x}$$

**E.L.U :** Pour  $\nu = 0$

$P_u$ (N/ml)	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x}$ (N.m)	$M_{0y}$	$M_{tx}$	$M_{ty}$	$M_{ax} = M_{ay}$
11715	0.0401	0.911	5754.701	5242.53 3	4316.02 6	3931.90	2877.351

**E.L.S :** pour  $\nu = 0.20$

$P_u$ (N/ml)	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x}$ (N.m)	$M_{0y}$	$M_{tx}$	$M_{ty}$	$M_{ax} = M_{ay}$
8400	0.0475	0.939	4887.75	4589.59 7	3665.81 3	3442.19 8	2443.875

**Panneau 05:**

- Si la dalle est une dalle intermédiaire :

Donc la dalle travaille dans les deux sens :

$$\ell_x / \ell_y = 3.15 / 3.50 = 0,90 \implies 0.4 < \ell_x / \ell_y = 0,90 < 1$$

$\rho = 0.90$  nous lisons sur le tableau donné (voir BAEL91 p243)

Même étape de calcul pour la dalle précédente sans :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75M_{0x} \\ M_{ty} = 0.75M_{0y} \end{cases}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_{0x}$$

**E.L.U.** : Pour  $\nu = 0$

$P_u$ (N/ml)	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x}$ (N.m)	$M_{0y}$	$M_{tx}$	$M_{ty}$	$M_{ax} = M_{ay}$
11715	0.0458	0.778	5323.888	4141.98 5	3992.91 6	3106.48 9	2661.944

**E.L.S.** : pour  $\nu = 0.20$

$P_u$ (N/ml)	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x}$ (N.m)	$M_{0y}$	$M_{tx}$	$M_{ty}$	$M_{ax} = M_{ay}$
8400	0.0529	0.846	4409.162	3730.15 1	3306.87 2	3442.19 8	2204.581

**Panneau 06:**

Si la dalle est une dalle de rive:

$$\ell_x / \ell_y = 3.50 / 3.75 = 0.93 \Rightarrow 0.4 < \ell_x / \ell_y = 0.93 < 1$$

On a donc la dalle travaille dans les deux sens :

$\rho = 0.933$  nous lisons sur le tableau donné (voir BAEL91 p243)

**E.L.U.** :  $\nu = 0$

$P_u$ (N/ml)	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x}$ (N.m)	$M_{0y}$ (N.m)	$M_{tx}$ (N.m)	$M_{ty}$	$M_{ax} = M_{ary}$	$M_{aey}$
11715	0.0428	0.841	6142.175	5165.569	5220.849	4390.734	1842.653	3071.088

**E.L.S.** :  $\nu = 0.20$

$P_{ser}$ (N/ml)	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x}$ (N.m)	$M_{0y}$	$M_{tx}$	$M_{ty}$	$M_{ax} = M_{ary}$	$M_{aey}$
8400	0.0500	0.891	5145	4584.195	4373.25	3896.56 6	1543.5	<b>2572.5</b>

**Panneau 07:**

Si la dalle est une dalle de rive:

$$\ell_x / \ell_y = 3.95 / 4.10 = 0.96 \implies 0.4 < \ell_x / \ell_y = 0.96 < 1$$

On a donc la dalle travaille dans les deux sens :

$\rho = 0.963$  nous lisons sur le tableau donné (voir BAEL91 p243)

**E.L.U :**  $\nu = 0$ 

$p_u$ (N/ml)	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x}$ (N.m)	$M_{0y}$ (N.m)	$M_{tx}$ (N.m)	$M_{ty}$	$M_{ax} = M_{ay}$	$M_{aey}$
11715	0.0401	0.911	5754.701	5242.533	4891.496	4456.153	1726.410	2877.351

**E.L.S :**  $\nu = 0.20$ 

$p_{ser}$ (N/ml)	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x}$ (N.m)	$M_{0y}$	$M_{tx}$	$M_{ty}$	$M_{ax} = M_{ay}$	$M_{aey}$
8400	0.0475	0.939	4887.75	4589.597	4154.588	3901.157	1466.325	<b>2443.875</b>

**Panneau 08:**

- Si la dalle est une dalle intermédiaire :

Donc la dalle travaille dans les deux sens :

$$\ell_x / \ell_y = 3.65 / 4.10 = 0.89 \implies 0.4 < \ell_x / \ell_y = 0.89 < 1$$

$\rho = 0.890$  nous lisons sur le tableau donné (voir BAEL91 p243)

Même étape de calcul pour la dalle précédente sans :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75M_{0x} \\ M_{ty} = 0.75M_{0y} \end{cases}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_{0x}$$

**E.L.U** : Pour  $\nu = 0$ 

$P_u$ (N/ml)	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x}$ (N.m)	$M_{0y}$	$M_{tx}$	$M_{ty}$	$M_{ax} = M_{ay}$
11715	0.0468	0.759	7304.220	5543.90	5478.16	4157.92	3652.11
				3	5	7	

**E.L.S** : pour  $\nu = 0.20$ 

$P_u$ (N/ml)	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x}$ (N.m)	$M_{0y}$	$M_{tx}$	$M_{ty}$	$M_{ax} = M_{ay}$
8400	0.0539	0.832	3446.797	2867.73	2585.09	2150.80	1723.399
				5	8	1	

**Panneau 09:**

- Si la dalle est une dalle intermédiaire :

Donc la dalle travaille dans les deux sens :

$$\ell_x / \ell_y = 3.15 / 4.10 = 0,77 \implies 0.4 < \ell_x / \ell_y = 0.77 < 1$$

 $\rho = 0.768$  nous lisons sur le tableau donné (voir BAEL91 p243)

Même étape de calcul pour la dalle précédente sans :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75M_{0x} \\ M_{ty} = 0.75M_{0y} \end{cases}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_{0x}$$

**E.L.U** : Pour  $\nu = 0$ 

$P_u$ (N/ml)	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x}$ (N.m)	$M_{0y}$	$M_{tx}$	$M_{ty}$	$M_{ax} = M_{ay}$
11715	0.0598	0.542	6951.277	3767.59	5213.45	4157.92	3475.639
				2	8	7	



**E.L.S** : pour  $\nu = 0.20$

$P_u$ (N/ml)	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x}$ (N.m)	$M_{0y}$	$M_{tx}$	$M_{ty}$	$M_{ax} = M_{ay}$
8400	0.0663	0.670	5526.039	3702.44 6	4144.52 9	2776.83 5	2763.020

**Panneau 10:**

Si la dalle est une dalle de rive:

$$\ell_x / \ell_y = 3.75 / 4.10 = 0.91 \implies 0.4 < \ell_x / \ell_y = 0.91 < 1$$

On a donc la dalle travaille dans les deux sens :

$\rho = 0.914$  nous lisons sur le tableau donné (voir BAEL91 p243)

**E.L.U** :  $\nu = 0$

$P_u$ (N/ml)	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x}$ (N.m)	$M_{0y}$ (N.m)	$M_{tx}$ (N.m)	$M_{ty}$	$M_{ax} = M_{ary}$	$M_{aey}$
11715	0.0448	0.798	7380.45	5889.599	6273.383	5006.159	2214.135	3690.225

**E.L.S** :  $\nu = 0.20$

$P_{ser}$ (N/ml)	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x}$ (N.m)	$M_{0y}$	$M_{tx}$	$M_{ty}$	$M_{ax} = M_{ary}$	$M_{aey}$
8400	0.0519	0.861	6130.68 8	5278.52 2	5211.085	4486.744	1839.206	<b>3065.344</b>

**Panneau 11:**

- Si la dalle est une dalle intermédiaire :

Donc la dalle travaille dans les deux sens :

$$\ell_x / \ell_y = 3.15 / 4.10 = 0,77 \implies 0.4 < \ell_x / \ell_y = 0.77 < 1$$

$\rho = 0.768$  nous lisons sur le tableau donné (voir BAEL91 p243)

Même étape de calcul pour la dalle précédente sans :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75M_{0x} \\ M_{ty} = 0.75M_{0y} \end{cases}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_{0x}$$

**E.L.U :**  $\nu = 0$

$P_u$ (N/ml)	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x}$ (N.m)	$M_{0y}$ (N.m)	$M_{tx}$ (N.m)	$M_{ty}$	$M_{ax} = M_{ay}$
11715	0.0622	0.509	7002.548	3564.296	5251.911	4456.153	3501.274

**E.L.S :**  $\nu = 0.20$

$P_{ser}$ (N/ml)	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x}$ (N.m)	$M_{0y}$ (N.m)	$M_{tx}$ (N.m)	$M_{ty}$ (N.m)	$M_{ax} = M_{ay}$ (N.m)
8400	0.0685	0.644	5529.59 4	3561.05 9	4147.196	2670.794	2764.797

**CALCUL DE FERRAILLAGE :**

**E.L.U :**

$P_u$ (N/ml)	$M_{0x}$ (N.m)	$M_{0y}$ (N.m)	$M_{tx}$ (N.m)	$M_{ty}$	$M_{ax} = M_{ay}$	$M_{ary}$
11715	7380.45	5889.599	6273.383	5006.159	3652.11	3690.225

**E.L.S :**

$P_{ser}$ (N/ml)	$M_{0x}$ (N.m)	$M_{0y}$ (N.m)	$M_{tx}$ (N.m)	$M_{ty}$ (N.m)	$M_{ax} = M_{ay}$ (N.m)	$M_{ary}$ (N.m)
8400	6130.68 8	5278.52 2	5211.08	4486.744	2764.797	3065.344

❖ E.L.U :

On utilise des barres Fe E400, nous prendrons :  $c = 3\text{cm}$  d'où :

$d_x = 17\text{cm}$ , et supposons qu'on va utiliser des barres  $\phi_x = \phi_y = 10\text{mm}$  d'où :

$$d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 17 - 1 = 16\text{cm}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad , \quad \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_l = 0.392 \quad ; \quad \text{avec : } \mu = \frac{M^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) \quad , \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \text{donc : } A = \frac{M^u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

Tableau récapitulatif :• *En travée*

moment	$M(N.m)$	$b(cm)$	$d(cm)$	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$\bar{\sigma}_s$	$A^{cal}(cm^2)$
$M_{tx}(N.m)$	6273.383	100	17	0.0153	0.0193	0.992	348	1.07
$M_{ty}(N.m)$	5006.159	100	16	0.0138	0.0173	0.993	348	0.91

• *Sur appuis*

moment	$M(N.m)$	$b(cm)$	$d(cm)$	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$\bar{\sigma}_s$	$A^{cal}(cm^2)$
$M_{aex}(N.m)$	3652.11	100	17	0.0089	0.0112	0.996	348	0.62
$M_{aey}(N.m)$	3652.11	100	16	0.010	0.0126	0.995	348	0.659
$M_{ary}(N.m)$	3690.225	100	16	0.0102	0.0128	0.995	348	0.659

Vérification :★ **Condition de non fragilité : BAEL 91 (art A.4.2.1)**

$$A_{\min}^x \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 0.23 \times 100 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 2.05\text{cm}^2$$

$$A_{\min}^y \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 0.23 \times 100 \times 16 \times \frac{2.1}{400} = 1.932\text{cm}^2$$

★ Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.7.4) p 181-183

$$A \geq 0.0008 \times \left( \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \right) \times b \times h = 0.0008 \times \left( \frac{3 - \frac{3.95}{4.10}}{2} \right) \times 100 \times 20 = 1.63$$

$$A \geq 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{totale}} = \max(A_u; A_{\text{min}}; A_{\text{cal}}^u)$$

• En travée :

moment	b(cm)	d(cm)	$A_{\text{min}} (\text{cm}^2)$	$A_l (\text{cm}^2)$	$A_{\text{cal}}^u (\text{cm}^2)$	$A_{\text{tot}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}} (\text{cm}^2)$
$M_{tx} (\text{N.m})$	100	17	2.05	1.63	1.07	2.05	$6\phi 8 = 3.02$
$M_{ty} (\text{N.m})$	100	16	1.932	1.63	0.91	1.932	$6\phi 8 = 3.02$

• Sur appui :

moment	b(cm)	d(cm)	$A_{\text{min}} (\text{cm}^2)$	$A_l (\text{cm}^2)$	$A_{\text{cal}}^u (\text{cm}^2)$	$A_{\text{tot}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}} (\text{cm}^2)$
$M_{aex} (\text{N.m})$	100	14	1.69	1.55	0.929	1.69	$6\phi 8 = 3.02$
$M_{aey} (\text{N.m})$	100	13	1.569	1.55	1.002	1.569	$6\phi 8 = 3.02$
$M_{ary} (\text{N.m})$	100	13	1.569	1.55	0.599	1.569	$6\phi 8 = 3.02$

Espacement des armatures : BAEL 91 (art 8.2.4 ,2) p 91

$$e \leq \min(3.h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 20; 33\text{cm}) = \min(48 \div 33)\text{cm}$$

$$\Rightarrow e = 20\text{cm}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots (\text{A.5.1,1}) \text{p51}$$

$$T_u = \frac{p_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{11715 \times 3.95 \times 4.10}{2(4.10) + 3.95} = 15615.179\text{N}$$

$$\tau_u = \frac{15615.179}{1000 \times 160} = 0.0976\text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) = \min(3.33; 5\text{Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0.0976 < [\tau_u] = 3.33\text{Mpa}$$

⇒ La condition est vérifiée ; on n'a pas besoins des armatures transversales

### Fig. -1- ferrailage de la dalle S/sol

#### ❖ E.L.S :

:

- ✚ La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .
- ✚ la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

#### • En travée

	$\alpha$	$M_u$ (N.m)	$M_{ser}$ (N.m)	$\gamma$	$f_{c28}$ (MPa)	$\bar{\alpha}$
$M_{tx}$	0.0193	6273.383	5211.08	1.204	25	0.352
$M_{ty}$	0.0173	5006.159	4486.744	1.116	25	0.308

**Donc la condition est vérifiée**

#### • En appuis

	$\alpha$	$M_u$ (N.m)	$M_{ser}$ (N.m)	$\gamma$	$f_{c28}$ (MPa)	$\bar{\alpha}$
$M_{aex}$	0.0112	3652.11	2764.797	1.32	25	0.41
$M_{aey}$	0.0126	3652.11	2764.797	1.32	25	0.41
$M_{ary}$	0.0128	3690.225	3065.344	1.204	25	0.352

**Donc la condition est vérifiée**

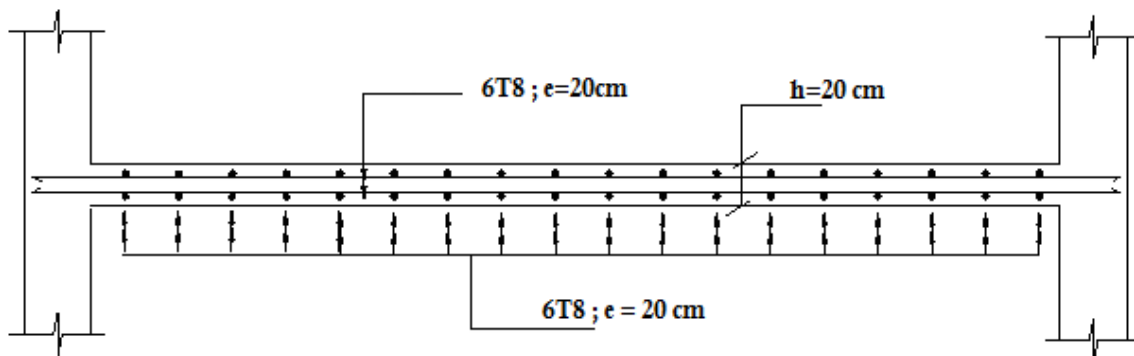
**VERIFICATION DE LA FLECHE :** (art B.7.5) p 183

Dans le cas des dalles appuyées sur (04) cotés on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de procéder aux calculs des flèches si les conditions suivantes sont réalisées :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \Rightarrow 0.0506 \geq \frac{0.85M_x}{20M_x} = 0.0425 \dots \dots \dots (cv)$$

$$\frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.02}{100 \times 17} = 0.00178 \leq 0.005 \dots \dots \dots (cv)$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



**Fig. -1- ferrailage de la dalle S/sol**

❖ **E.L.S :**

- ✚ La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .
- ✚ la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'égalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- *En travée*

	$\alpha$	$M_u$ (N.m)	$M_{ser}$ (N.m)	$\gamma$	$f_{c28}$ (MPa)	$\bar{\alpha}$
$M_{tx}$	0.0117	3404.33	2632.22	1.29	25	0.397
$M_{ty}$	0.005	1300.45	1424.03	0.914	25	0.207

*Donc la condition est vérifiée*

- *En appuis*

	$\alpha$	$M_u$ (N.m)	$M_{ser}$ (N.m)	$\gamma$	$f_{c28}$ (MPa)	$\bar{\alpha}$
$M_{arx}$	0.0041	1201.53	929.02	1.29	25	0.397
$M_{ary}$	0.0047	1201.53	929.02	1.29	25	0.397
$M_{aey}$	0.0078	2002.55	1548.37	1.29	25	0.397

*Donc la condition est vérifiée*

**VERIFICATION DE LA FLECHE :** (art B.7.5) p 183

Dans le cas des dalles appuyées sur (04) cotés on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de procéder aux calculs des flèches si les conditions suivantes sont réalisées :

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \Rightarrow 0.0857 \geq \frac{0.85M_x}{20M_x} = 0.0425 \dots \dots \dots (cv)$$

$$\frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.02}{100 \times 16} = 0.0018 \leq 0.005 \dots \dots \dots (cv)$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.





## III.2. L'ACROTÈRE

### 2.1. Introduction :

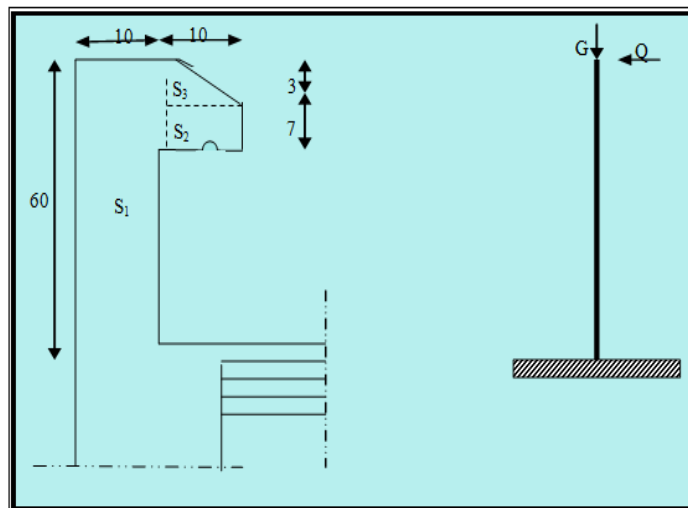
L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bêtelement ou niveau de terrasse, son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher traverse, se suit également à la protection des envers de maintenance.

### 2.2. Mode de travaille :

L'acrotère est calculé comme une console encastree à sa base dans le plancher terrasse et travaillant à la flexion composée sous l'effet :

- De la surcharge " $Q$ " horizontale due à la poussée de la main courante appliqué à l'extrémité supérieure.
- Un effort normal " $N$ " appliqué au centre de gravité (charge verticale) due à son poids propre " $G$ ".

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m.



**Fig.III.10. schéma statique de l'acrotère**

**2.3. Evaluation des charges :**

$$\begin{cases} G = 1832.5 \text{ N/ml} \\ Q = 1000 \text{ N/ml} \end{cases}$$

➤ **Détermination de l'effort due au séisme :**

D'après le **RPA99V2003** (Article 6.2.3 ;p56-57) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante ;

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

**A**: coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés.

**A** =0,30 (groupe 1B, zone IIb).

**C<sub>P</sub>** : facteur de force horizontale (voir tableau 6.1) est élément en console donc **C<sub>P</sub>** =0,80.

**W<sub>P</sub>** : poids de l'acrotère est 183,25 dan/ml

D'où :  $F_P = 4 \times 0,25 \times 0,80 \times 183,23 = 146.58 \text{ dan/ml}$

Soit **Q** = 100dan/m (surcharge due a la main courante)

Donc :  $F = \max (Q ; F_p) \Leftrightarrow Q < F_p$

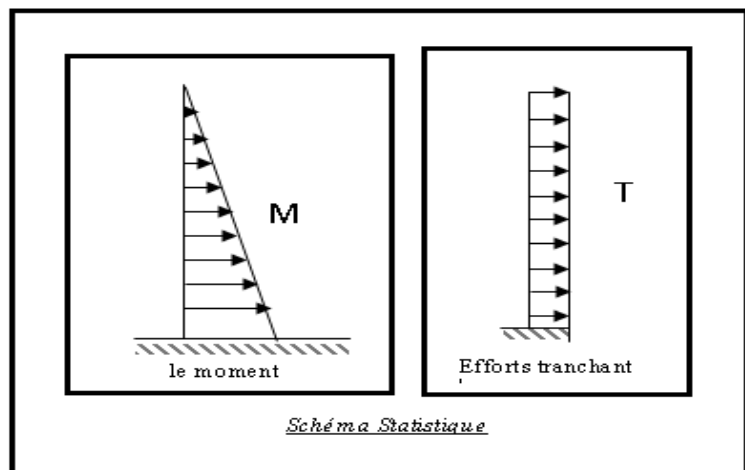
$$F = 146.58 \text{ dan/ml}$$

$$G = 183.25 \text{ dan/ml}, \quad Q = 146.58 \text{ dan/ml.}$$

$$M_Q = 1465.8 \times 0.6 = 879.50 \text{ N.m}$$

-D'une face tranche  $T_u = Q = 879.50 \text{ N}$ .

Figure III.11



**2.4. Sollicitation :**

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$M = Q \times h = 87.950 \times 0.6 = 52.77 \text{ Kg.m.}$$

$$N_u = G = 183.25 \text{ Kg.}$$

$$T = Q = 87.950 \text{ Kg.}$$

**Combinaisons d'action:****\* E.L.U: 1.35G+1.5Q**

$$N_u = 1 \times N_g = 183.25 \text{ dan/ml.}$$

On ne le majoré pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 52.77 = 79.56 \text{ dan} \cdot \text{m}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 87.950 = 131.93 \text{ dan / ml.}$$

**\* E.L.S : G+Q**

$$N^{ser} = N_g = 183.25 \text{ dan / ml.}$$

$$M^{ser} = M = 52.77 \text{ dan} \cdot \text{ml.}$$

**2.5. Calcul de ferrailage :**

La section de calcul est rectangulaire de largeur  $b=100$  cm ,et de hauteur  $h=10$  cm.

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries.

L'acrotère est un élément exposé aux intempéries, alors l'enrobage des armatures soit  $c=3\text{cm}$  à partir de l'axe de l'armature.

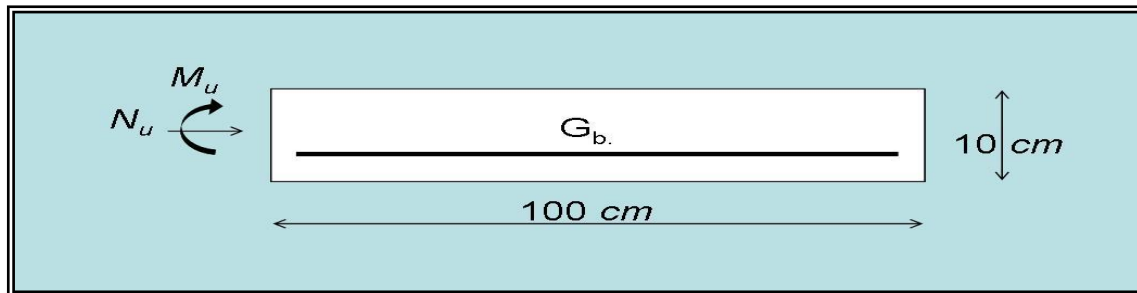
**2.6. Armatures longitudinales :****E.L.U :**

Figure III.12

**\* Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{79.56}{183.25} = 0.43 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m} \Rightarrow e_G = \max\left(e \div \frac{h}{2}\right) = \max(0.43; 0.05) = 0.43 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, dans la section est partiellement comprimée, et par conséquent sera calculé en flexion simple soumise à un moment  $M_l$  égale au moment par rapport aux armatures tendues.

**\* Détermination de la section des armatures à la flexion simple:**

$$M_l = M_u + N_u \left[ \left( \frac{h}{2} - c \right) \right] = 79.56 + 183.25 \left[ \left( \frac{0.1}{2} - 0.03 \right) \right] = 83.225 \text{ dan} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_l}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{8322.5}{14.2 \times 100 \times 7^2} = 0.120 < \mu_l = 0.392.$$

Dans les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ( $A' = 0$ )

$$\mu = 0.120 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.16, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.94.$$

$$A_1^u = \frac{M_l}{\sigma_{st} \times \beta \times d} = \frac{832.25}{348 \times 0.94 \times 7} = 0.363 \text{ cm}^2.$$

**\* Détermination de la section des armatures à la flexion composée :**

$$N \text{ est un effort de compression} \quad \Rightarrow A = A_1^u - \frac{N}{100\bar{\sigma}_s}, \quad A' = A_1' = 0.$$

$$A^u = 0.322 - \frac{850.58}{100 \times 348} = 0.298 \text{ cm}^2.$$

**E.L.S :**

**\* Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = \frac{M_{set}}{N_{set}} = \frac{52.77}{1832.5} = 0.288 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

La fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} fe, 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) \text{ (MPa), BAEL91(artA.4.5.33)}$$

$\eta = 1,6$  pour les armatures à haute adhérence ( $\Phi \geq 6 \text{ mm}$ )

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

**- Calcul de la section à la flexion simple :**

$$M_1^{ser} = M_{ser} + N_{ser} \left[ \left( \frac{h}{2} - c \right) \right] = 527.7 + 1832.5 \left( \frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 564.35 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_s^1 \cdot b \cdot d^2} = \frac{564.35}{201.63 \times 100 \times 7^2} = 0.0006.$$

$$\mu_1 = 0.0006 \Rightarrow \beta_1 = 0.9573, k = 0.010214.$$

$$\sigma_b = k \cdot \bar{\sigma}_s^1 = 0.010214 \times 201.63 \Rightarrow \sigma_b = 2.059 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_b = 2.059 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_b^1 = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA} \Rightarrow A' = 0.$$

$$A_1^{ser} = \frac{M_1^{ser}}{\bar{\sigma}_s^1 \cdot \beta \cdot b} = \frac{564.35}{201.63 \times 0.9573 \times 7} = 0.418 \text{ cm}^2$$

**- Calcul de la section à la flexion composée :**

$$A^{ser} = A_1^{ser} - \frac{N_{ser}}{100 \bar{\sigma}_s} = 0.418 - \frac{1832.5}{100 \times 201.63} = 0.327 \text{ cm}^2.$$

**- Condition de non fragilité : B.A.E.L (A.4.2.1):**

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} \geq 0.85 \text{ cm}^2.$$

**- Pourcentage minimal d'armature longitudinal :**

$$A_L \geq 0.0025 b.h = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Donc : } A = \max (A^u, A^{ser}, A_L, A_{\min}) \Rightarrow A = A_L = 2.5 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On adopte : } A_L = 5\phi 8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

**2.7. Vérification de l'effort tranchant : B.A.E.L (A.5.1.1) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}.$$

Donc les armatures traversables ne sont pas nécessaires

**2.8. Armatures de répartition :**

$$A_r = \left( \frac{1}{4} \div \frac{1}{2} \right) A^l = (0.625 \div 1.25) \text{ on adopte : } A_r = 4\phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

**2.9. Espacement des armatures :**

$$A_l = 5\phi 8 \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}.$$

$$A_r = 4\phi 6 \rightarrow S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}.$$

2.10. Présentation du ferrailage :

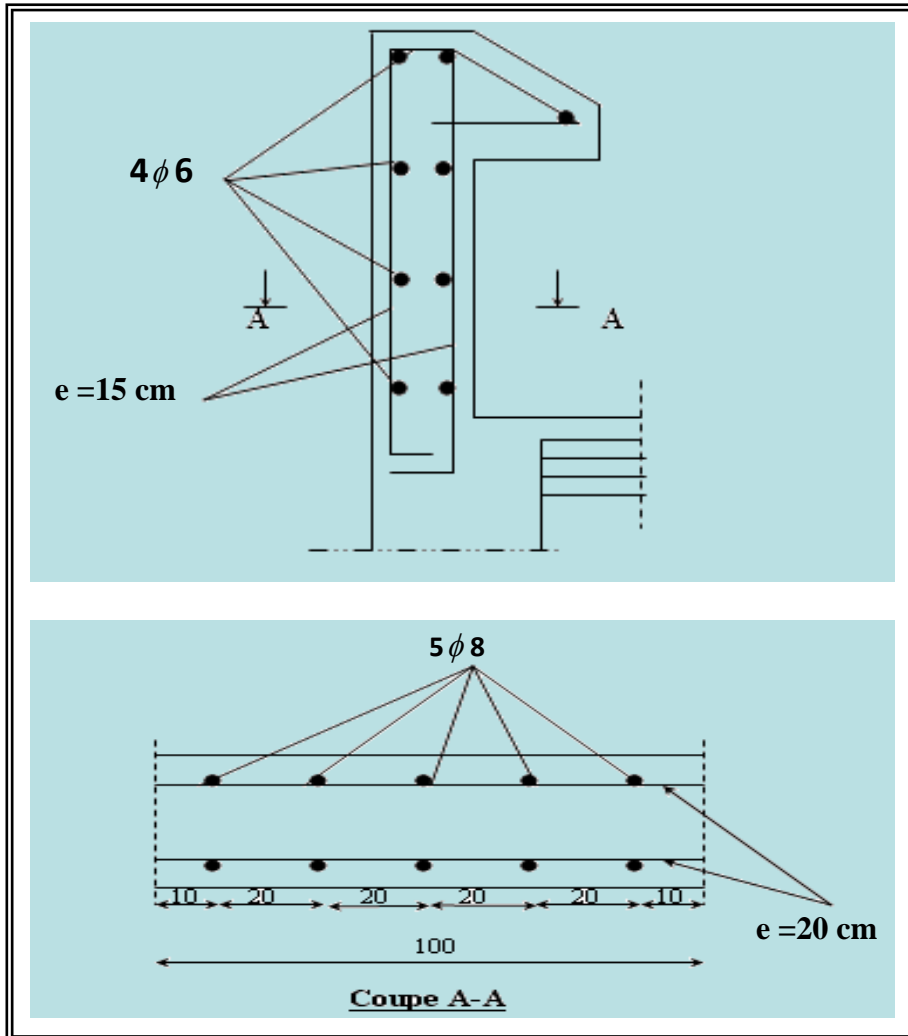


Figure III.13 Ferrailage

## II.1. L'ESCALIER

### III.1.1. Introduction :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite des plans horizontaux permettent de passer à pied d'un niveau à un autre.

### III.1.2. Dimensionnement :

Pour le dimensionnement des marches (g) et des contre marche (H) on utilise généralement la formule de BLONDEL :  $60 \leq g+2h \leq 66$

Avec : h : hauteur de la contre marche varie entre 14 à 20 cm

g : largeur de marche (giron) varie de 22 à 33cm

\* **Pratiquement:** la hauteur  $h : 14cm \leq h \leq 20cm$ .

Le largeur g :  $25cm \leq g \leq 33cm$ .

Au prend :  $h = 18cm$

$g = 30cm$ .

Donc:  $2h + g = 64cm$  avec :  $60 \leq g+2h \leq 66$ .....cv

\* **Le nombre de contre marche:**  $n = \frac{H}{h}$

$$n = \frac{320}{18} = 17.77778 \approx 18$$

On a deux volées

Le nombre de contre marche

un volée est  $n/2 = 9$

\***Longueur d'une volée :**

$$L = (n - 1) g = (9 - 1) \times 30 = 240cm$$

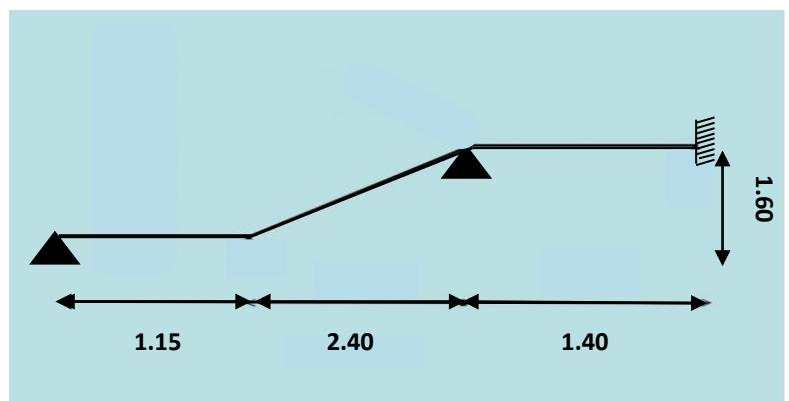


fig.III.1. Schéma statique d'escalier



\* **Inclinaison de la paillese**

$$\tan \alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{160}{240} = 0.6667 \rightarrow \tan^{-1}(0.6667)$$

$$\alpha = 33.69$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{l} \rightarrow l_2 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos(33.69)} = 2.885 \text{ m}$$

$$l_t = l_1 + l_2 + l_3 = 1.40 + 2.885 + 1.15 = 5.435 \text{ m}$$

**Calcule de (e) :**

$$e = \left( \frac{1}{40} \div \frac{1}{30} \right) l_t = \left( \frac{543.5}{40} \div \frac{543.5}{30} \right) = (13.588 \div 18.117)$$

On prend : e = 18cm

**d) Condition de dégagement rapide des escaliers :**

\* **Emmarchement :**

E > 90 cm pour un escalier de bâtiment d'habitation

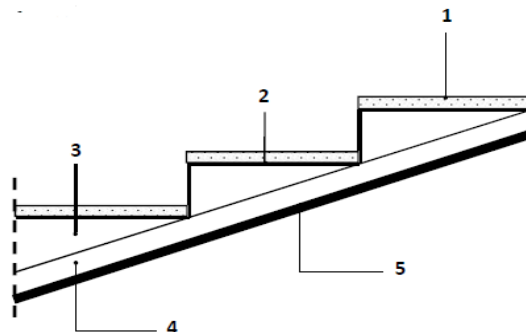
$$E=1.20 \text{ m}$$

**III.1.3. Evaluation des charges :**

**3.1-Pour la paillese :**

\* **Charge :**(D T R B.C .22).

$$\alpha=33.69$$



N	Désignation	e(m)	$\gamma(N/m^3)$	Charge (N/m <sup>2</sup> )
1	carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	La marche	0.18/2	22000	1980
4	Paillasse	0.12/ cos $\alpha$	25000	3605.55
5	Enduit en plâtre	0.01	10000	100

$$g = G \times 1 m = 6525.55 N/ml.$$

6525.55 (N/m<sup>2</sup>)

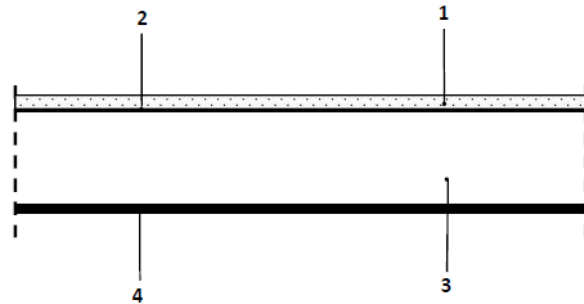
\* **Surcharge d'exploitation :** (D T R B.C.22)

$$Q = 2500 N/m^2.$$

$$\Rightarrow q = Q \times 1 m = 2500 N/ml.$$

**3.2. Pour le palier de repos :**

Figure III.3.3



N	Désignation	e(m)	$\gamma(N/m^3)$	Charge (N/m <sup>2</sup> )
1	carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Palier	0.12	25000	3000
4	Enduit en plâtre	0.01	10000	100

$$g = G \times 1 m = 3940 N/ml.$$

3940(N/m<sup>2</sup>)

$$\Rightarrow q = Q \times 1 m = 2500 N/ml.$$

**III.1.4. Méthode de calcul :**

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire, travaillant à la flexion simple.

Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1 m de largeur.

Elément	G (N/ml)	Q (N/ml)
paillasse	6525.55	2500
palier	3940	2500

**\* Les combinaisons d'action :**

- E.L.U :  $P_u = 1.35 G + 1.5 Q$ .
- E.L.S :  $P_s = G + Q$ .

Elément	$P_u(N/ml)$	$P_s(N/ml)$
Palier "P <sub>1</sub> "	9069×2	6440×2
Paillasse "P <sub>2</sub> "	12559.49	9025.55

**\* La charge équivalente :**

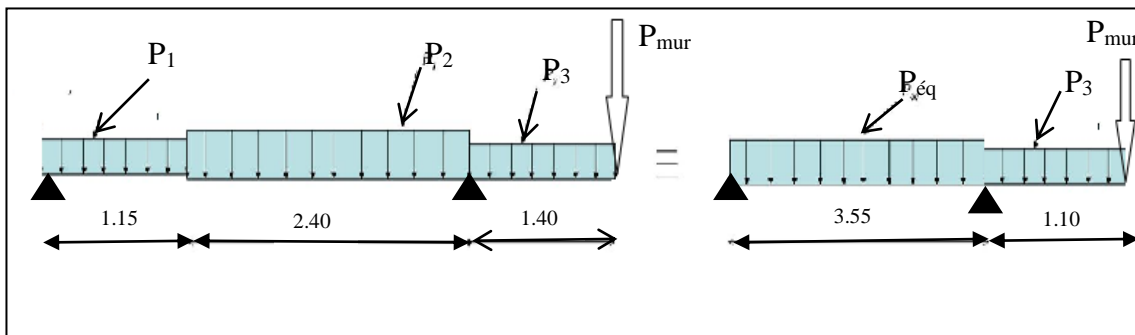


Figure .III.3.4

D'après DTR BC 2.2 art C.1.1

Pour une paroi en briques d'épaisseur de 30cm le poids surfacique 2.373 KN/m<sup>2</sup>

$$P_{mur} = (3.1 \times 3.20) \times 2373 = 23540.16 \text{ N}$$

**\* E.L.U :**

La charge équivalente :  $P_{eq} = \frac{\sum P_i L_i}{\sum L_i} = \frac{9069 \times 1.15 + 12559.49 \times 2.40}{3.55} = 11428.768 \text{ N}$

**✚ Moment isostatique :**  $M_0 = P_{eq} \frac{L^2}{8} = \frac{11428.768 \times 3.55^2}{8} = 18003.881 \text{ N.m}$

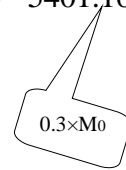
**✚ Réaction d'appuis :**

$\sum F / y = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 9069 \times 1.40 + 11428.768 \times 3.55 + 23540.16 = 76808.886 \text{ N}$

$\sum M / A = 0 \Rightarrow R_b \times 3.55 - 11428.768 \times \frac{3.55^2}{2} + 9069 \times \frac{1.40^2}{2} + 23540.16 \times 1.40 - 5401.164 = 0$

$R_b = 10020.520 \text{ N}$

$R_a = 66788.366 \text{ N}$



**✚ Le moment de fléchissement :**

$0 \leq x \leq 3.55$

$M(x) = -11428.768 \times \frac{x^2}{2} + 10020.519(x) - 18003.881$

$M(0) = -18003.881 \text{ N.m}$

$M(3.55) = -5444.656 \text{ N.m}$

**✚ L'effort tranchant :**

$T(x) = 11428.768 \times (x) - 10020.519$

$T(0) = -10020.519 \text{ N}$

$T(3.55) = 30551.61 \text{ N}$

$T(x) = 0 \Rightarrow x = 0.877 \text{ m}$

$M_{\max} = M(2.161) = 13176.064 \text{ N.m}$

**\* E.L.S :****+ La charge équivalente**

$$P_{eq} = \frac{\sum P_i L_i}{\sum L_i} = \frac{6440 \times 1.15 + 9025.55 \times 2.40}{3.55} = 8187.977 \text{ N}$$

$$\text{+ Moment isostatique : } M_0 = P_{eq} \frac{L^2}{8} = \frac{8187.977 \times 3.55^2}{8} = 12898.623 \text{ N.m}$$

**+ Réaction d'appuis :**

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 6440 \times 1.40 + 8187.977 \times 3.55 + 23540.16 = 61623.478 \text{ N}$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow R_b \times 3.55 - 8187.977 \times \frac{3.55^2}{2} + 6440 \times \frac{1.40^2}{2} + 23540.16 \times 1.40 - 3869.587 = 0$$

$$R_b = 16196.653 \text{ N}$$

$$R_a = 45426.825 \text{ N}$$



0.3 x Mo

**+ Le moment de fléchissent :**

$$0 \leq x \leq 3.55$$

$$M(x) = -8187.977 \times \frac{x^2}{2} + 16196.653 \times (x) - 3869.587$$

$$M(0) = -3869.587 \text{ N.m}$$

$$M(3.55) = -2034.041 \text{ N.m}$$

**+ L'effort tranchant :**

$$T(x) = 8187.977 \times x - 16196.653$$

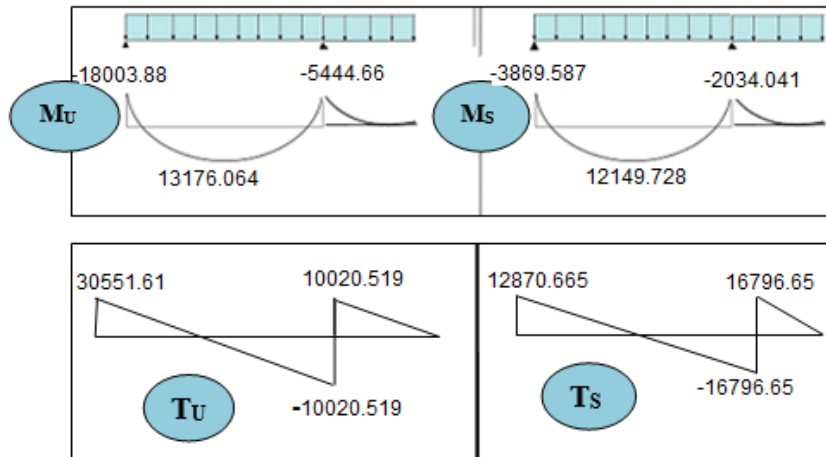
$$T(0) = -16196.653 \text{ N}$$

$$T(3.55) = 12870.665 \text{ N}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 1.978 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1.978) = 12149.728 \text{ N.m}$$

	Peq (N/ml)	M <sub>0</sub> (N.m)	M <sub>appui</sub>	M <sub>t</sub> (Nm)	T <sub>u</sub> (N)
ELU	11428.768	18003.881	-18003.88	13176.064	30551.61
ELS	8187.977	12898.623	-3869.587	12149.728	12870.665



**III.1.4. CALCUL DE FERRAILLAGE :**

**4.1. Armatures longitudinales :**

**- E.L.U :**

$f_c = 400 \text{ MPa}$  ,  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  ,  $\bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$

$d = h - c \Rightarrow d = 18 - 3 = 15 \text{ cm}$

Avec :  $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$  ,  $\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \lambda = 0$

$\beta = (1 - 0.4 \alpha)$  ;  $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$  ;  $A = \frac{M_u}{\beta \times \sigma_s \times d}$

	Mu (N.m)	$\mu$	$\mu\epsilon$	$\alpha$	$\beta$	A <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )
Travée	13176,06	0,04124	0.392	0,0526	0,9789	2,76
Appuis	18003,88	0,05635	0.392	0,07254	0,971	3,81

**E.L.S :**

-La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .

-La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	$\alpha$	M <sub>u</sub> (N.m)	M <sub>ser</sub> (N.m)	$\gamma$	f <sub>c28</sub> (MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
En travée	0,0526	13176,064	12149,728	1,084	25	0,292	V
Sur appuis	0,0725	18003,881	3869,587	4,652	25	2,076	V

**4.2. Conditions de non fragilité :**

- Section minimale d'armatures : BAEL91 (art A.4.2,1).

$$A_s \geq 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{2,1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

\*Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A_{\min} \geq 0,001.b.h$$

$$A_{\min} \geq 0,001 \times 100 \times 18 = 1.8 \text{ cm}^2$$

Donc : A = max (A<sup>u</sup>; A<sub>min</sub> ; A<sub>s</sub> ).

	A <sub>u</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travée	2.76	1.8	1.81	2.76	4HA12 =4.52
Appuis	3.81	1.8	1.81	3.81	4HA12= 4.52

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

La contrainte tangente  $\tau_u$  : BAEL 91 (art A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{30511.61}{1000 \times 150} = 0.2034 \text{ MPa.}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1, 211})$$

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

$$\tau_u = 0.2034 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{C.V})$$

**4.2. Les armatures de répartition :**

$$A_t = A_L / 4$$

	$A_t \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adp} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	0.85	4T6 = 1.13
Appuis	1.13	5T6 = 1.41

**5. Espacement entre les armatures :** BAEL91 (art A.8.2, 42)**5.1. Armatures longitudinales :**

$$S_t \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

$$\text{Appuis : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Travée : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

**5.2. Armatures transversales :**

$$S_t \leq \min (4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

$$\text{Appuis : } S_t = \frac{L}{n} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Travée : } S_t = \frac{L}{n} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$



**6. Vérification de la flèche :** BAEL91 (art B.6.5, 1)

- 1)  $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \longrightarrow \frac{0.75M_0}{10M_0} \longrightarrow \frac{18}{495} = 0.0364 < 0.075 \dots\dots\dots C.N.V.$
- 2)  $\frac{A}{b_0d} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow \frac{4.52}{100 \times 15} = 0.00452 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots C.V$
- 3)  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{18}{495} = 0.0364 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots C.N.V$

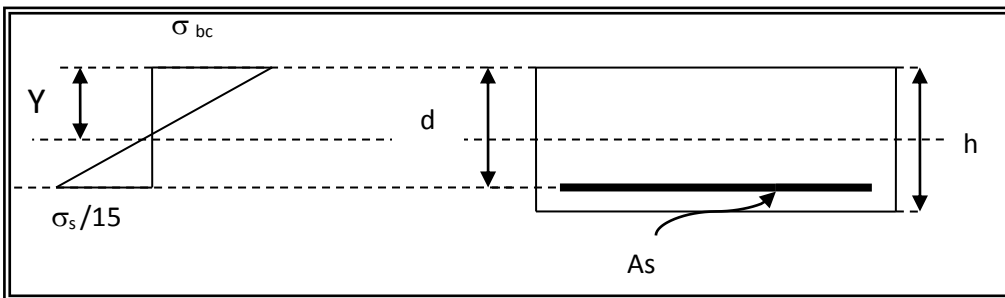
Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} < f_{adm}$$

Avec :  $f_{adm} = L / 500$ , pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5 m (BAEL 91 art B.6.5,3)

**6.1. Calcul de la flèche: BAEL 91 (art B.6.5, 2)**

**1) Calcul du centre de gravité de la section homogène :**



**Fig.III. 3-6**

$$Y_{Gh} = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{b.h.\frac{h}{2} + nA_s.d}{b.h + n.A_s} \quad \text{Avec : } n = E_s / E_b = 15 \text{ coefficient d'équivalence}$$

$$\Rightarrow Y_{Gh} = \frac{100 \times 18 \times 9 + 15 \times 4.52 \times 15}{100 \times 18 + 15 \times 4.52} = 9.22 \text{ cm}$$

Alors :  $Y'_G = h - Y_G = 18 - 9.22 = 8.78 \text{ cm.}$

$$\delta = d - Y_G = 15 - 8.78 = 6.22 \text{ cm}$$

**\*Calcul du moment d'inertie de la section homogène :**

$$I_0 = \frac{b}{3} ( Y_G^3 + Y'_G{}^3 ) + \eta \times A \times \delta^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (9.22^3 + 8.78^3) + 15 \times 4.52 \times 6.22^2 = 51310.194 \text{ cm}^4$$

**\*Evaluation des flèches :** (BAEL 91.art B.6.5.2)

On peut admettre que :  $I_f = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda \cdot \mu}$

- Déformations instantanées (Pour les déformations instantanées  $b=b_0$  ;  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$ )

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \quad ; \text{ Avec: } \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{4.52}{100 \times 15} = 0,003013$$

$$\Rightarrow \lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3 \times 1) \times 0,003013} = 6.96$$

- Déformations de longue durée :

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{2}{5} \lambda_i \quad \Rightarrow \lambda_v = 2.79$$

- Calcul du moment fléchissant à E.L.S :

**g:** C'est l'ensemble des charges permanentes.

**J:** Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

**P:** C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$g = \frac{(G_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}}) + (G_{\text{paillasse}} \times L_{\text{paillasse}})}{L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}}}$$

$$g = \frac{G_1 L_1 + G_2 L_2 + G_3 L_3}{L_1 + L_2 + L_3} = \frac{6525.55 \times 2.40 + 3940 \times (1.40 + 1.15)}{1.40 + 2.40 + 1.15} = 5193.6 \text{ N/ml}$$

$$j = \frac{(G_{\text{dalle plaine}} \times L_{\text{palier}}) + (\text{poide de la paillasse} + \text{poide de marche}) \times L_{\text{paillasse}}}{L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}}}$$

$$j = \frac{3940 \times (1.40 + 1.15) + (6525.55 + 975) \times 2.40}{1.40 + 2.40 + 1.15} = 5666.33 \text{ N/ml}$$

$$P = g + q = 5193.6 + 2500 = 7693.6 \text{ N/ml}$$

$$M_{ser}^g = g \cdot \frac{l^2}{8} = 5193.6 \times \frac{4.95^2}{8} = 15907.023 N.m$$

$$M_{ser}^j = j \cdot \frac{l^2}{8} = 5666.33 \times \frac{4.95^2}{8} = 17354.898 N.m$$

$$M_{ser}^p = p \cdot \frac{l^2}{8} = (8435.418) \cdot \frac{4.95^2}{8} = 25836.104 N.m$$

▪ Calcul des contraintes de traction effective de l'armature :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 0.3013 \Rightarrow \beta_1 = 0,9131 \quad (\text{Tableau BAEL 83})$$

$$\sigma_s^g = \frac{M_{ser}^g}{\beta_1 A_s d} = \frac{15907.023}{0,9131 \times 4.52 \times 15} = 256.945 MPa$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_{ser}^j}{\beta_1 A_s d} = \frac{17354.898}{0,9131 \times 4.52 \times 15} = 280.33 MPa$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_{ser}^p}{\beta_1 A_s d} = \frac{25836.104}{0,9131 \times 4.52 \times 15} = 417.329 MPa$$

▪ Calcul du coefficient  $\mu$  :

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad ; \quad (A=0 \text{ si } \mu=0)$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0.003013 \times 256.945 + 2,1} = 0.7072$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0.003013 \times 280.33 + 2,1} = 0.671$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0.003013 \times 417.329 + 2,1} = 0.7787$$

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164,20 MPa \quad (\text{BAEL 91.art A.2.1.21})$$

$$E_{vj} = \frac{E_i}{3} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 MPa \quad (\text{BAEL 91.art A.2.1.22})$$

D'autre part :

$$I_{Fv}^g = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = 1,1 \times \frac{51310.194}{1 + (2.79 \times 0.7072)} = 17258,216 cm^4$$

$$I_{Fi}^g = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = 1,1 \times \frac{51310.194}{1 + (6.96 \times 0.7072)} = 8664,171 cm^4$$

$$I_{Fi}^j = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = 1,1 \times \frac{51310.194}{1 + (6.96 \times 0.671)} = 9499.329 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^p = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = 1,1 \times \frac{51310.194}{1 + (6.96 \times 0.7787)} = 9954.08 \text{ cm}^4$$

**\*Calcul de la flèche :**

$$f_{gi} = \frac{M_{ser}^g l^2}{10 E_{ij} I_{Fi}^g} = \frac{15907.023 \times 495^2}{10 \times 32164.2 \times 8664.171} = 1.399 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{ser}^j l^2}{10 E_{ij} I_{Fi}^j} = \frac{15907.023 \times 495^2}{10 \times 32164.2 \times 9499.329} = 1.276 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{ser}^p l^2}{10 E_{ij} I_{Fi}^p} = \frac{25836.104 \times 495^2}{10 \times 32164.2 \times 7992.551} = 1.516 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{ser}^g l^2}{10 E_{vj} I_{Fv}^g} = \frac{15907.023 \times 495^2}{10 \times 10818.86 \times 17258.216} = 1.702 \text{ cm}$$

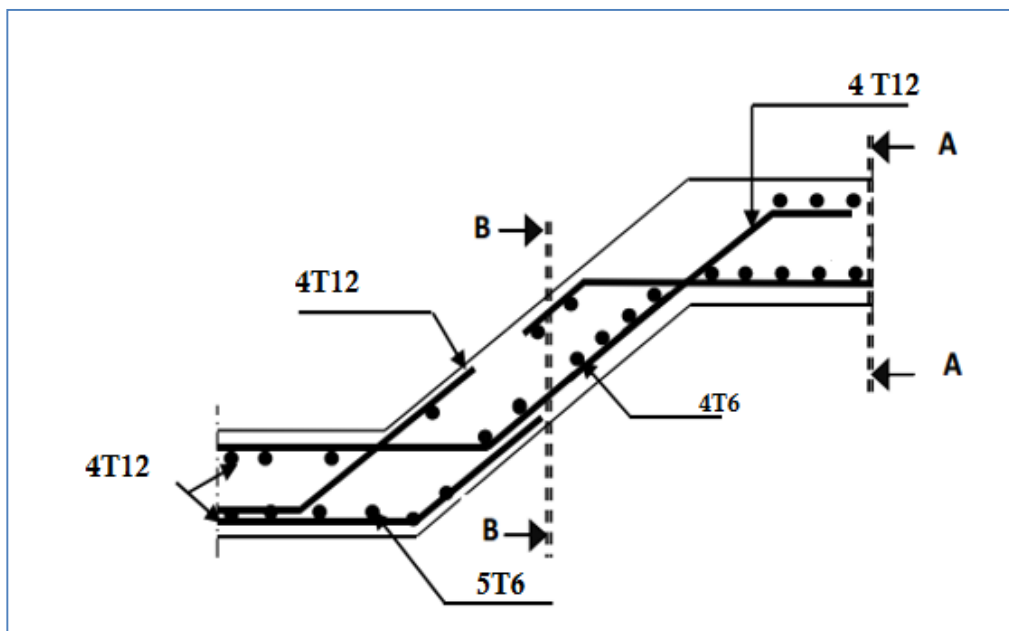
Donc :  $\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq \overline{f_{adm}}$

$$\Delta f_t = 1.692 - 0.975 + 1.938 - 0.975 = 0.42 \text{ cm}$$

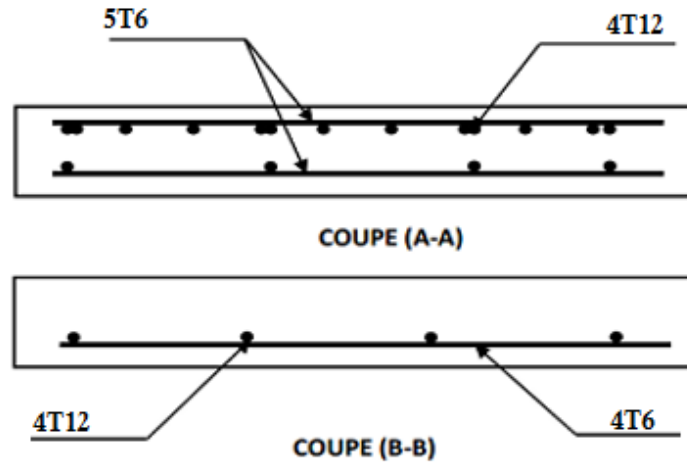
D'après BAEL 91 (Art B.6.5.3) avec  $L < 5 \text{ m}$  on a :

$$\overline{f_{adm}} = \frac{l}{500} = \frac{495}{500} = 0.99 \text{ cm} > \Delta f_t = 0.73 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ cv}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée



**Fig .III.3.7. ferrailage**



**Fig. III.3.8**

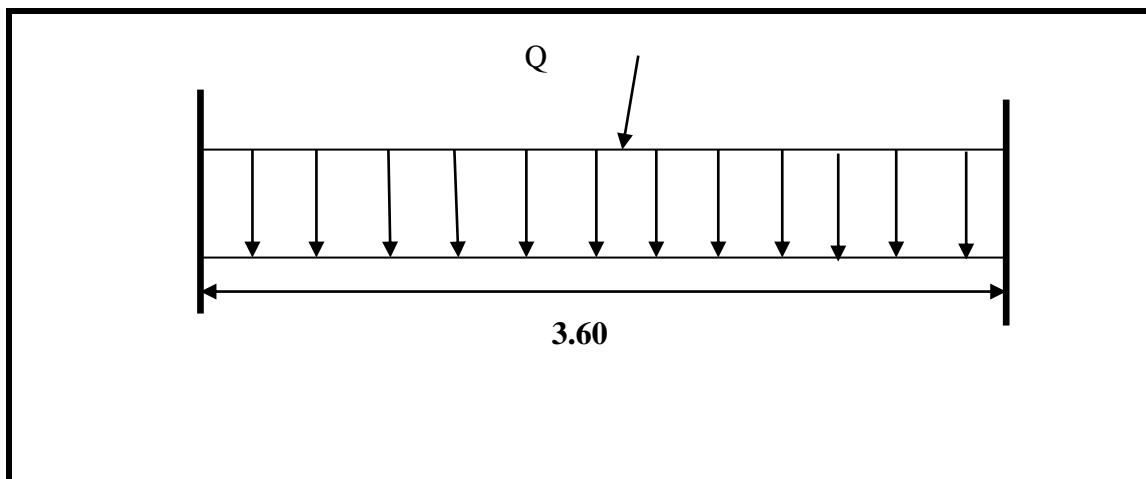
**Calcul de la poutre palier :**

**Introduction :**

La poutre palier est une poutre simplement appuyée, elle est calculée comme une Section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

- son poids propre "pp".
- poids du mur extérieur pm.
- La réaction de la volée.

➤ **Pré dimensionnement :**



**Figure. III.3.9**

$$h \geq \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10}\right) L$$

$$h \geq (24 ; 36)$$

Alors on prend :  $h=40\text{cm}$  ;  $b=30\text{ cm}$

Selon RPA 99, les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$. b \geq 20\text{ cm} \implies b = 30 > 20 \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

$$. h \geq 30\text{ cm} \implies h = 40 > 30 \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

$$. h/b \leq 4 \implies \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

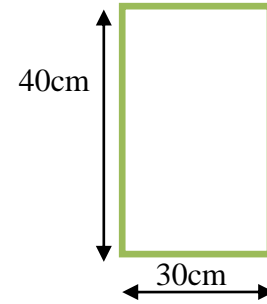


figure III.3.10.

Section (30×40) cm

Donc on fixe les dimensions de la poutre palière (30×40) cm<sup>2</sup>.

**Evaluation des charges**

- poids propre :  $P_p = (0.40 \times 0.30) \times 25000 = 3000\text{ N/ml}$

-poids du palier = 4120 N / ml

-poids du la pailleasse = 6540 N / ml

Réaction d'escalier ou niveau du palier :

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

**Calcul de la poutre a la flexion :**

- Les charges permanentes :

$$G = P_p + P_s + P_{poutre} = 13660\text{ N/ml} .$$

La surcharge :

$$Q = 2500 \times 0.30 = 750\text{ N/ml} .$$

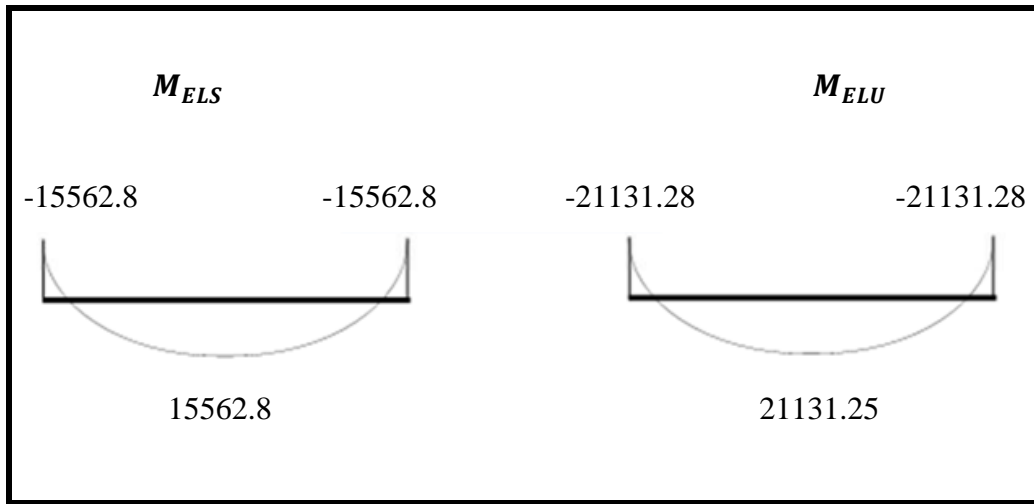
**Combinaison d'action :**

$$ELU : p_u = (1.35G + 1.5Q)$$

$$ELS : p_s = ( G + Q)$$

$$M_t = \frac{pl^2}{24} \quad M_a = \frac{pl^2}{12} \quad T = \frac{pl}{2}$$

Elément	$P_u$ (N / ml)	$P_s$ (N / ml)	$M_u$ (N.m)	$M_s$ (N.m)	$T_u$ (N)	$T_s$ (N)
Appui	19566	14410	21131.28	15562.8	32675.22	<b>24064.7</b>
Travée	<b>19566</b>	<b>14410</b>	21131.28	15562.8		



**Figure.III.11.** Moment sur appui et travée en ELU et ELS

**Calcul de ferrailage :**( armatures longitudinales)

**-E.L.U :**

L'enrobage :  $C > e + \frac{\varphi}{2}$      $\theta \leq \frac{h}{10}$

$c = 4 \text{ cm}$      $d = h - c \Rightarrow 40 - 4 = 36 \text{ cm}$      $b = 30 \text{ cm}$

**a) Les armatures longitudinales :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b b d^2} \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \quad \beta = (1 - 0.4\alpha) \quad A = \frac{M_u}{\sigma_s \beta d}$$

Elément	$M_u$	$\mu$	$\mu_\ell$	$\alpha$	$\beta$	$A_{cal}$
Appui	10913.523	0.019	0.392	0.024	0.990	0.88
Travée	<b>23191.237</b>	<b>0.042</b>	<b>0.392</b>	<b>0.053</b>	<b>0.978</b>	1.89

**- E.L.S :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .
- Section rectangulaire + flexion simple + les aciers de type FeE400, donc la vérification de  $\sigma_b$  est inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Elément	$M_u$	$M_s$	$\gamma$	$\alpha$	$\bar{\alpha}$	Condition
Appui	10913.52	8037.609	1.35	0.024	0.42	c.v
Travée	<b>23191.23</b>	<b>17079.92</b>	<b>1.35</b>	<b>0.053</b>	<b>0.42</b>	c.v

**-Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2)**

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

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} \geq 1.30 \text{cm}^2$$

**-Pourcentage minimale : BAEL91 (art B.6.4)**

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times b \times h$$

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times 30 \times 40 \Rightarrow A'_{\min} \geq 1.2 \text{cm}^2$$

**-Pourcentage minimale : RPA99**

$$A_{\min}^{RPA} = 0,5 \% \times b \times h = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{cm}^2$$

$$A_s = \max (A_u ; A_{\min} ; A'_{\min} ; A_{\min}^{RPA})$$

Elément	$A_{cal}$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A'_{\min}$	$A_{\min}^{RPA}$	$A_s$
Appui	0.88	1.30	1.2	6	6
Travée	<b>1.89</b>	<b>1.30</b>	<b>1.2</b>	<b>6</b>	6

**III.5.5.Vérification :**

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

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{32675.22}{300 \times 360} \Rightarrow \tau_U = 0,3025 \text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ 0,2 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{Mpa} \right\} = 3,33 \text{Mpa} > \tau_U = 0,3025 \text{Mpa}$$

**Exigence du RPA :**

**armatures transversales :**

D'après le RPA (art.7.5.2.2 p53) :  $A_t = 0,003 S b$

$$S = \min \left( \frac{h}{4}, 12\phi_L \right) = \min \left( \frac{40}{4}, 12\phi_L \right) \Rightarrow S = 10 \text{cm}$$

$A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{cm}^2$ , dans la zone nodale on adopte **2T8 (1,01 cm<sup>2</sup>)**

$$S \leq \frac{40}{2} = 20 \text{cm}, \text{ Dans la zone courante}$$



$$A_t = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2 \text{ , donc on adopte 4T8 (2,01 cm}^2\text{)}$$

- **vérification de la flèche :**

D'après le BAEL 91 on doit vérifier les 3 conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{400} = 0,1 \geq 0,0625 \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,1 > 0,085 \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

$$4,0 \frac{b \times d}{f_e} > A_s \Rightarrow 4,0 \frac{30 \times 36}{400} = 10,8 > A_s = 6 \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

Donc la flèche est vérifiée.

**III.5.6.Calcul de la poutre palière a la torsion :**

La contrainte tangente de torsion est donnée par la formule de RAUSCH (BAEL91 (art .A.5.4)) :

$$\tau_U = \frac{M_{TOR}}{2\Omega e}$$

e : épaisseur de la paroi au point considérée.

Ω : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive

$$\Omega = (b - e)(h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (30 - 5)(40 - 5) = 875 \text{ cm}^2$$

Le moment de torsion est :  $M_{TOR} = M_{APPUIS} = 10913.523 \text{ N.m}$

$$\text{Donc } \tau_U = \frac{10913.523}{2 \times 875 \times 5} \Rightarrow \tau_t = 1,2 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

**-Armatures longitudinales :**

$$A_l = \frac{U \times M_{TOR}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} \text{ ; Avec } U \text{ : périmètre } \Omega$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 5) + (40 - 5)] = 120 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{120 \times 10913.523}{2 \times 875 \times 348} = 2.15 \text{ cm}^2$$

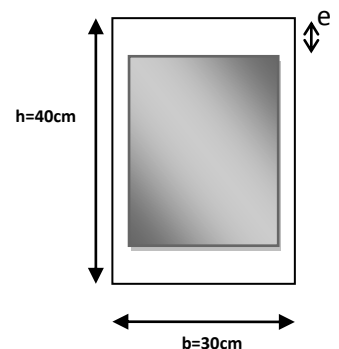


Fig III.3.12 : Coupe Poutre

Elément	$A_f$	$A_l$	$A_{adpter}$
Appui	6	2.15	3HA16 +2HA 12 = 8.29 cm <sup>2</sup>
Travée	6	2.15	3HA16+2 HA 12= 8.29 cm <sup>2</sup>

**-Armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2\Omega\sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{10913.523}{2 \times 875 \times 348} = 0,018cm^2$$

$A_t$  : Section d'armature transversale.

$S_t$  : L'espacement d'armature.

Donc soit :  $A_t = 3 \text{ } \varnothing 8 = 1.51 \text{ cm}^2$

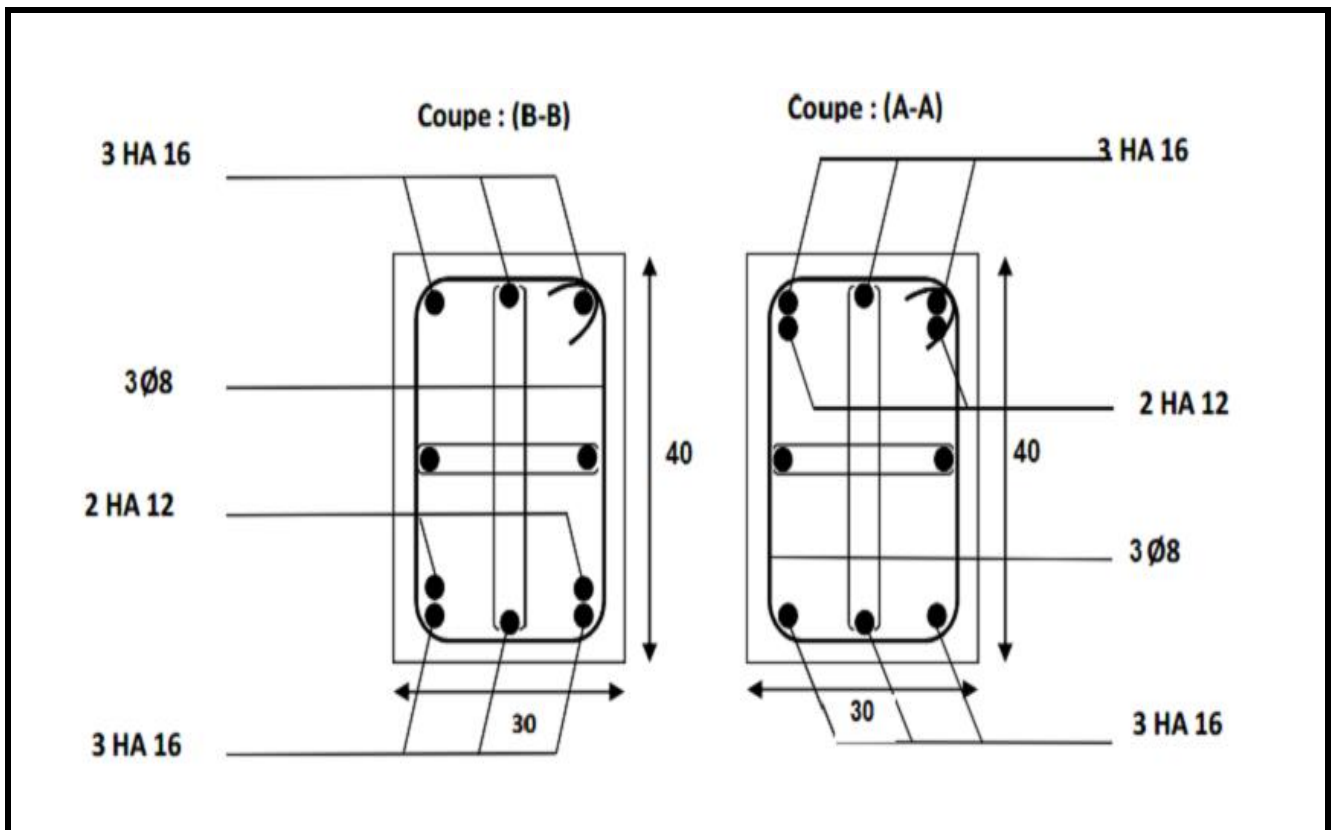


Figure III.3.13. Ferrailage de la poutre palier

### III-4) Etudes de BALCONS

#### 4-1) Planchers Dalle en béton armé

##### 1 : introduction :

Dans les bâtiments usage d'habitation, le balcon est un élément décoratif considéré comme une porte à faux (consol), on fait son calcul comme une poutre encastree d'une seule extrémité. Le calcul se fait pour une bande de 1m.

##### 2 : Méthode de calcul balcon (consol) :

Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple dû à :

- G : Poids propre de la console.
- Q : Surcharge d'exploitation.
- P : charge concentrée due au poids des murs extérieurs et l'acrotère.

Tous les balcons seront calculés en flexion simple avec une fissuration préjudiciable dans à l'E.L.S.

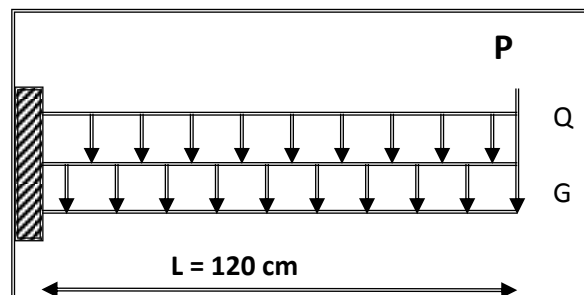
**Evaluation des charges : D'après le DTR .B.C. 2.2 (art c1.2) P36.**

##### 4.1.2 : Etage courant :

Charge permanente :  $G = 6762 \text{ kg/m}^2 = 67620 \text{ N/m}^2$

Charge d'exploitation :  $Q = 100 \text{ kg/m}^2 = 1000 \text{ N/m}^2$  DTR .B.C. 2.2 p20

Le poids propre l'acrotère :  $p = 1832.5 \text{ N/ml}$



**Fig.III.1. Schéma statique**

**3-CALCUL DES SOLLICITATIONS :**

**3-1- Terrasse :**

$$M_g = g \cdot l^2 / 2 = 6790 \times (1.2)^2 / 2 = 4888.8 \text{ N.m}$$

$$M_q = q \cdot l^2 / 2 = 1000 \times (1.2)^2 / 2 = 720 \text{ N.m}$$

$$M_p = p \cdot L = 1832.5 \times 1.1 = 2015.75 \text{ N.m}$$

$$T_g = g \times l = 8148 \text{ N}$$

$$T_q = q \times l = 1200 \text{ N}$$

$$T_p = P = 1832.5 \text{ N}$$

**2-2 Étage Courant :**

$$M_g = g \cdot l^2 / 2 = 5530 \times (1.2)^2 / 2 = 3981.6 \text{ N.m}$$

$$M_q = q \cdot l^2 / 2 = 3500 \times (1.2)^2 / 2 = 2520 \text{ N.m}$$

$$M_p = p \cdot L = 1500 \times 1.1 = 1650 \text{ N.m}$$

$$T_g = g \times l = 6636 \text{ N}$$

$$T_q = q \times l = 4200 \text{ N}$$

$$T_p = P = 1500 \text{ N}$$

**4- LES COMBINAISONS D’ACTION :**

E.L.U :

$$M_u = 1,35 (M_g + M_p) + 1,5 M_q$$

$$T_u = 1,35 (T_g + T_p) + 1,5 T_q$$

E.L.S :

$$M_{ser} = M_g + M_p + 1,5 M_q$$

**Tableau 4 :**

		Terrasse	Étage courant
ELU	M <sub>u</sub> (N.m)	10401.14	11382.66
	T <sub>g</sub> (N)	15273.68	17283.6
ELS	M <sub>ser</sub> (N.m)	7984.55	9591.6

**5- CALCUL DU FERRAILLAGE :**

**5-1- Armatures Longitudinales :**

**5-1-1 Terrasse : E.L.U**

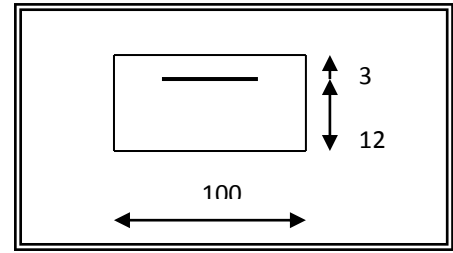


Fig-III-3-2-

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{10401.14}{14.2 \times 100 \times (12)^2} = 0.0433 \text{ N.m.}$$

$$\mu = 0,0509 < \mu \ell = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0653 \rightarrow \alpha = 0.0653$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.974$$

$$A_1^u = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{10401.14}{348 \times 0.974 \times 12} = 2.56 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.35 \text{ cm}^2$$

**E.L.S :**

-La fissuration est peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}, \text{ , } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

**Tableau. III.5 :**

M <sub>u</sub> (N.m)	M <sub>ser</sub> (N.m)	γ	α	ᾱ	condition
10401.14	7984.55	1.3	0,0653	0,4	V

- **Pourcentage minimale :** BAEL91 (art B.6.4)

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :** BAEL91 (art A.4.2)

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 12 \times (2.1/400) = 1.45 \text{ cm}^2.$$

- **Tableau récapitulatif** :  $A = \max ( A_u ; A_{\min} ; A'_{\min} )$

Tableau 6

$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
2.35	1,57	1,5	2.35	3T10 = 2.36

Tableau. III. 6

**2 Étage courant :**

**E.L.U :**

$M_u$ (N.m)	$\mu$	$\mu t$	$\alpha$	$\beta$	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )
11382.66	0,0557	0,392	0,0716	0.971	2.81

Tableau. III. 7

- **E.L.S :**

$M_u$ (N.m)	$M_{ser}$ (N.m)	$\gamma$	$\alpha$	$\bar{\alpha}$	condition
11382.66	9591.6	1.2	0.0716	0.35	V

Tableau. III. 8

- **\*Tableau récapitulatif** :  $A = \max ( A_u ; A_{\min} ; A'_{\min} )$

$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
2,81	1,45	1,5	2.81	3T12 = 3.39

Tableau. III.9

**5-2 -Vérification De L'effort tranchant : BAEL91 (A.5.1)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{15273.68}{1000 \times 120} = 0.127 \text{ MPa.} \\ \bar{\tau}_u = \min\{0.13f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa.} \end{array} \right. \quad \text{La fissuration est peu nuisible.}$$

$$\tau_u = 0,127 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{(C.V)}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**5-3- Les Armatures De Répartition :**

- Terrasse:  $A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59 \text{ cm}^2$   
Soit :  $A_r = 3\emptyset 6 = 0,85 \text{ cm}^2$
- Étage courant :  $A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.85 \text{ cm}^2$   
Soit :  $A_r = 3 \emptyset 6 = 0.85 \text{ cm}^2$

**5-4- Espacement Entre Les Armatures :**

- Les armatures longitudinales :
  - Terrasse:  $S_l = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$  Soit :  $S_t = 30 \text{ cm}$ .
  - Étage courant :  $S_l = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$  Soit :  $S_t = 30 \text{ cm}$ .
- Les armatures transversales :
  - Terrasse :  $S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$  . Soit :  $S_t = 30 \text{ cm}$ .
  - Étage courant :  $S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$  Soit :  $S_t = 30 \text{ cm}$ .

Les écartements choisis pour les armatures sont admissibles puisqu'ils sont inférieurs aux valeurs max données par :

$$S_l^l \leq \min(3h.33 \text{ cm}) \Rightarrow 30 \leq S_l^l = 33 \text{ cm}$$

$$S_t^r \leq \min(3h.45 \text{ cm}) \Rightarrow 25 \leq S_t^r = 45 \text{ cm}$$

**6- Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5, 1)**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0.125 \geq 0.1 \dots \dots M_T = M_0 \quad (\text{c.v})$
- $\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_c}$   
 A/ Étage courant :  $\frac{3.39}{100 \times 12} = 0.0028 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad (\text{c.v})$   
 B/ Terrasse :  $\frac{2.36}{100 \times 12} = 0.00197 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad (\text{c.v})$   
 $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0.125 \geq 0.0625 \quad (\text{c.v})$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas

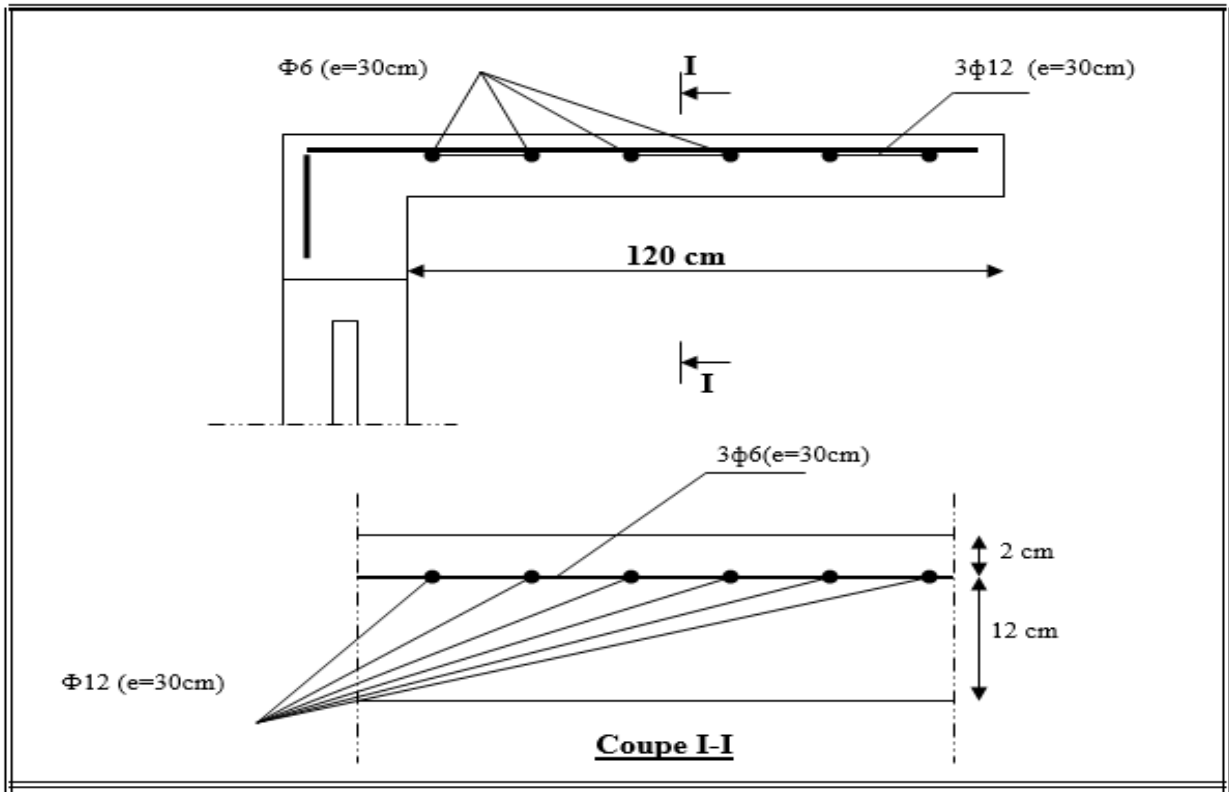


Fig-III-3-3-Ferraillage de la console

**7 : Méthode de calcul (balcon à corps creux) TYPE2:**

- Poutre repose sur 2 appuis :

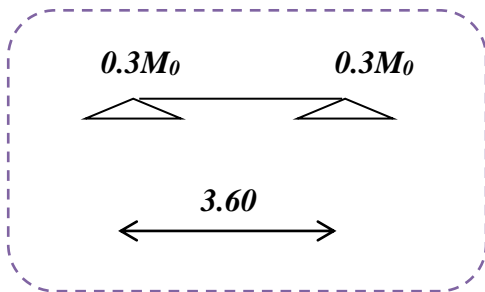


Fig.3.4. des poutrelles à 2 appuis



**7.1. Terrasse :**

**7.1.A : Les moments isostatiques :**

$$\checkmark \quad M_0 = \frac{p_u \times l^2}{8} =$$

1. **TableauIII-10.** Les moments isostatiques à E.L.U et E.L.S :

E.L.U		E.L.S	
Les travées	AB = 3.5	Les travées	AB = 3.5
Pu (Kg/ml)	614.3475	Ps (kg/ml)	447.85
M0 (Kg.m)	940.7196	M0 (Kg.m)	685.77

**7.1.B : Les moments sur appuis :**

**TableauIII-11.** Les moments sur appuis à E.L.U et E.L.S

Travées (m)	E.L.U		E.L.S	
	M <sub>0</sub> (Kg.m)	M <sub>app</sub> (Kg.m)	M <sub>0</sub> (Kg.m)	M <sub>app</sub> (Kg.m)
AB =3.5	940.7196	282.216	685.77	205.731
		282.216		205.731

**7.1.C : Moment sur travée :**

$\alpha = 0.145$

$$M_t + \frac{M_l + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \Rightarrow Mt \geq 0.74M_0 \dots\dots\dots 1$$

$$M_t + \frac{M_l + M_w}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow Mt \geq 0.75M_0 \dots\dots\dots 2$$

$$Mt \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow Mt \geq 0.62M_0 \quad \text{Travée de rive} \dots\dots\dots 3$$

$$Mt = \max (1, 2,3) = 0.75M_0$$

**TableauIII-12 :** Les Moment sur travée à E.L.U et E.L.S

Travées (m)	E.L.U		E.L.S	
	$M_0$ (kg.m)	$M_t$ (kg.m)	$M_0$ (kg.m)	$M_t$ (kg.m)
$L_{AB} = 3.5$	940.7196	705.540	685.770	514.328

**7.1.3. L'effort tranchant :**

$$V_g = \frac{P_u l}{2} + \frac{M_E - M_W}{l}$$

$$V_d = -\frac{P_u l}{2} - \frac{M_E - M_W}{l}$$

$$V_{0x} = \frac{P_u l}{2}$$

**TableauIII-13.** L'effort tranchant à E.L.U et E.L.S

travées	L (m)	E.L.U			E.L.S		
		$V_{0x} = \frac{p_u l}{2}$	Tg(kg)	Td(kg)	$V_{0x} = \frac{p_u l}{2}$	Tg(kg)	Td(kg)
A-B	3.5	1075.108	1075.108	-1075.108	783.738	783.738	-783.738

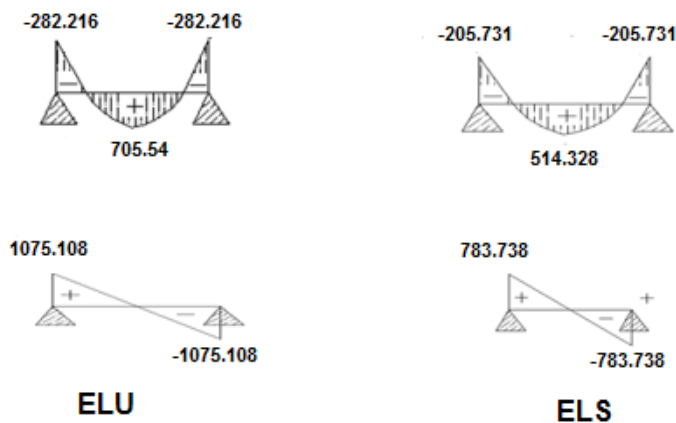


Fig.III.11. Diagrammes des moments et l'effort tranchant à .E.L.S et E.L.U  
TERASSE

**7.2. Plancher d'étages courants.**

**7.2.A : Les moments isostatiques :**

$$\checkmark \quad M_0 = \frac{P_u \times l^2}{8} =$$

**TableauIII-14 :** Les moments isostatiques à E.L.U et E.L.S

E.L.U		E.L.S	
Les travées	AB = 3.5	Les travées	AB = 3.5
<i>P<sub>u</sub></i> (Kg/ml)	622.733	<i>P<sub>s</sub></i> (kg/ml)	450.450
<i>M<sub>0</sub></i> (Kg.m)	953.560	<i>M<sub>0</sub></i> (Kg.m)	689.752

**7.2.B : Les moments sur appuis :**

**TableauIII-15 :** Les moments sur appuis à E.L.U et E.L.S

Travées (m)	E.L.U		E.L.S	
	<i>M<sub>0</sub></i> (Kg.m)	<i>M<sub>app</sub></i> (Kg.m)	<i>M<sub>0</sub></i> (Kg.m)	<i>M<sub>app</sub></i> (Kg.m)
AB = 3.5	0.3	286.068	689.752	206.926
	0.3	286.068		206.926
	953.560			

**7.2.C : Moment sur travée :**

$\alpha = 0.216$

$$M_t + \frac{M_l + M_w}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.74M_0 \dots\dots\dots 1$$

$$M_t + \frac{M_l + M_w}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.75M_0 \dots\dots\dots 2$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.62M_0 \quad \text{Travée de rive} \dots\dots\dots 3$$

$M_t = \max (1, 2, 3) = 0.75M_0$

**TableauIII-16 :** Les Moment sur travée à E.L.U et E.L.S

Travées (m)	E.L.U		E.L.S	
	<i>M<sub>0</sub></i> (kg.m)	<i>M<sub>t</sub></i> (kg.m)	<i>M<sub>0</sub></i> (kg.m)	<i>M<sub>t</sub></i> (kg.m)
LAB = 3.5	953.560	715.170	689.752	517.314

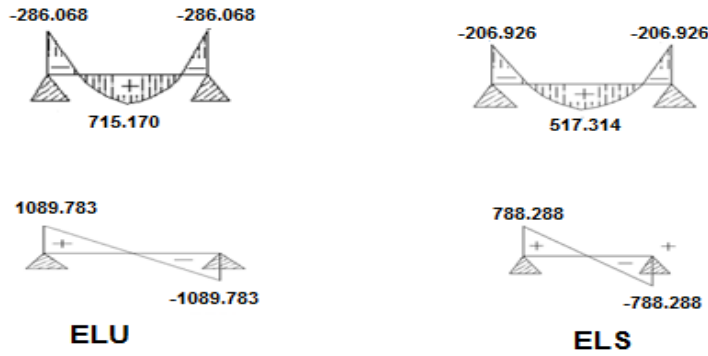


Fig.III.1.1.Diagrammes des moments et l'effort tranchant à .ELU et ELS  
Etage courant

**7.2.D : L'effort tranchant :**

$$V_g = \frac{P_u l}{2} + \frac{M_E - M_W}{l}$$

$$V_d = -\frac{P_u l}{2} - \frac{M_E - M_W}{l}$$

$$V_{0x} = \frac{P_u l}{2}$$

TableauIII-17. L'effort tranchant à E.L.U et E.L.S

travées	L (m)	E.L.U			E.L.S		
		$V_{0x} = \frac{P_u l}{2}$	Tg(kg)	Td(kg)	$V_{0x} = \frac{P_u l}{2}$	Tg(kg)	Td(kg)
A-B	3.5	1089.783	1089.783	-1089.783	788.288	788.288	-788.288

**7.3. Calcul du Ferrailage :**

On va calculer le ferrailage de la poutrelle la plus sollicitée pour le plancher terrasse et le plancher étage courant.

**7.3.1- Les armatures longitudinales :**

**7.3.1.A - Plancher Étage Courant :**

b = 65cm ; b0 = 10cm

h = 20cm ; h0 = 4cm

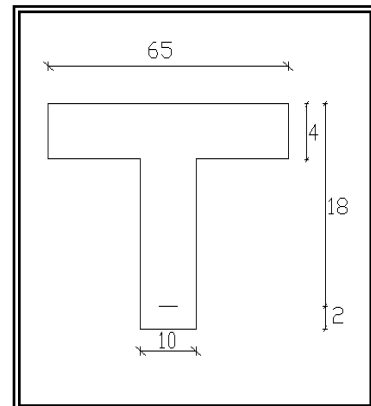


Fig-3-5

**7.3.1. B - l'enrobage:**

$$c \geq c' + \Phi/2.$$

$$c' = 1 \text{ cm (fissuration peu préjudiciable).BAEL91.A.7.1}$$

$$\Phi = h/10 = 20/10 = 2 \text{ cm. BAEL91. A.7.2.1}$$

$$c \geq 1 + 2/2 = 2 \text{ cm.}$$

\* Donc on adopte  $c = 2 \text{ cm}$ .

$$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

$$d = 18 \text{ cm} \quad ; \quad c = 2 \text{ cm}$$

**7.3.2. Calcul du ferrailage dans la plancher d'étages courants :****Tableau III-18** :  $M_t$  max et  $M_{app}$  -  $T$  max à E.L.U et E.L.S

Type I	E.L.U	E.L.S
$M_t^{\max} (N \cdot m)$	<b>715.170</b>	<b>517.314</b>
$M_{app}^{\max} (N \cdot m)$	<b>286.068</b>	<b>206.926</b>
$T_{\max} (N)$	<b>1089.783</b>	<b>788.288</b>

**7.3.2.a. E. L. U :**

\*En Travée :

Le moment fléchissant  $M_0$  équilibré par la table est :

$$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 14,2 \times 65 \times 4 \times \left( 18 - \frac{4}{2} \right) = 59072 \text{ N.m}$$

$$M_t \text{ max} = \mathbf{7151.70 \text{ N.m}} \leq M_0 = 59072 \text{ N.m}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur  $b = 65 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{7151.70}{14.2 \times 65 \times 18^2} = 0.0239 < \mu_l = 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \quad ; \quad \beta = 1 - 0.4\alpha \quad ; \quad A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

- **Tableau. III-19.** Calcul des armatures longitudinales :

M <sup>T</sup> (N.M)	μ	μ <sub>L</sub>	A	B	A (CM <sup>2</sup> )
7151,7	0,0239	0.392	0,03024	0,987904	1,16

**\*En Appuis :**

$$M_{app} = -2860.68 \text{ N.m} < 0$$

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur  $b_o = 10 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} \quad ; \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \quad ; \quad \beta = 1 - 0.4\alpha \quad ; \quad A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

- **Tableau. III-20-** Calcul des armatures longitudinales :

M <sup>A</sup> (N.M)	μ	μ <sub>L</sub>	α	β	A (CM <sup>2</sup> )
2860.68	0,0622	0,392	0,0803	0,968	0.472

**7.3.2.b - E. L. S :**

D'après le BAEL91

❖ La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernent  $\sigma_s$ .  
La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :  $\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ , avec :  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

- ❖ **Tableau. III-21.** La vérification de la contrainte max du béton.

	α	MU (N.M)	MSER (N.M)	γ	f <sub>c28</sub>	$\bar{\alpha}$	CONDITION
<b>En Travée</b>	0,03024	7151,7	5173,14	1,382	25	0,441	V
<b>En Appui</b>	0,0803	2860,68	2069,26	1,382	25	0,441	V

**7.3.3 - Condition de non fragilité : BAEL (A.4.2,1)**

$$A_{r,\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

En Travée :  $A_{r,\min} \geq 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,10}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$

En Appuis :  $A_{r,\min} \geq 0,23 \times 10 \times 18 \times \frac{2,10}{400} = 0,22 \text{ cm}^2$

**7.3.4- Pourcentage minimal : BAEL91 (art B.6.4)**

$$A_m' \geq 0.001 \times b \times h$$

En Travée:  $A_m' \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1,30 \text{ cm}^2$ .

En Appuis :  $A_m' \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0,20 \text{ cm}^2$

**7.3.5- Tableau Récapitulatif :**

$$A = \max (A^{\text{cal}} ; A_{\min} ; A_m')$$

**Tableau. III-22 :** Choix de section des armatures longitudinales

Eléments	Acalcul (cm2)	Amin (cm2)	Am' (cm2)	Amax (cm2)	Aadp (cm2)
Travée	1.16	1,41	1,30	1.16	2HA10= 1.57
Appuis	0.47	0,22	0,20	0.47	1HA10 = 0.50

**7.3.6- Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)**

▪ La contrainte tangente :  $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$  (BAEL91 (A.5.1,1))

$T_u$  : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.

$b_0$  : Désigne le largeur de l'âme.

$d$  : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{10897.83}{100 \times 180} = 0.605 \text{ Mpa}$$

- Les armatures d'âme sont droites ( $\perp$  à la fibre moyenne), donc  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0, 20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \text{ Fissuration peu nuisible (BAEL91 (A.5.1,211)).}$$

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

$$\tau_u = 0.618 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots (cv)$$

- **Diamètre minimale  $\Phi_t$  :** BAEL91 (A.7.2, 2)

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{ht}{35}; \phi_t; \frac{b_0}{10} \right)$$

$\Phi_l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{200}{35}; 10; \frac{100}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(5, 71; 10; 10)$$

Soit  $\phi_t = 6 \text{ mm}$  FeE235

$$A_t = 2 \phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2.$$

### 7.3.7-L'espacement $S_t$ :

 BAEL91 (A.5.1, 22)

$$S_{t1} \leq \min(0, 9d; 40 \text{ cm}) = 16, 20 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0, 4b_0} = \frac{0, 56 \times 235}{0, 4 \times 10} = 32, 90 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0, 9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s b_0 (\tau_u - k \cdot 0, 3 f_{t28})} = \frac{0, 9 \times 0, 56 \times 235}{1, 15 \cdot 10 \cdot (0, 605 - 0, 3 \cdot 2, 1)} = 858, 26 \dots \text{BAEL91 (A.5.1, 23)}$$

$k = 1 \rightarrow$  flexion simples

$$st \leq \min (s_{t1}, s_{t2}, s_{t3})$$

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 15 cm avec un premier espacement auprès de l'appui de 10 cm.

### 7.3. 8-Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

 BAEL91 (A.5.1,31)

a/ Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que

$$L'on a : T_u \leq 0, 267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$T_u = 7882, 88 \text{ N}$$

$$T_u = 7882, 88 \text{ N} \leq 0, 267 \times 16, 2 \times 10 \times 100 \times 25 = 108135 \text{ N} \dots \dots \dots (cv)$$



Au maximum  $a = 0,9$ .  $d = 16,20$  cm.

b/ Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait :  $A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e}$

$$A = 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2 = 157 \text{ mm}^2$$

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e} = 1.15 \times \frac{7882.88}{400}$$

$$A = 226 \text{ mm}^2 \geq 22.663 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots (cv)$$

**7.3.9- La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)**

Le hourdis doit avoir un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles sont définie comme suit:

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

L'écartement L entre axes des nervures égal à 65cm donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e} \quad (\text{la section des armatures en } \perp \text{ aux nervures}).$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ On adapte } 6\text{Ø}5 = 1.18 \text{ cm}^2.$$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} = \frac{1.18}{2} = 0.59 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adapte : 6Ø5 = 1.18 cm<sup>2</sup>.

Donc on adopte un treillis soudé TS Ø5 mailles (200×200 ) mm<sup>2</sup>.

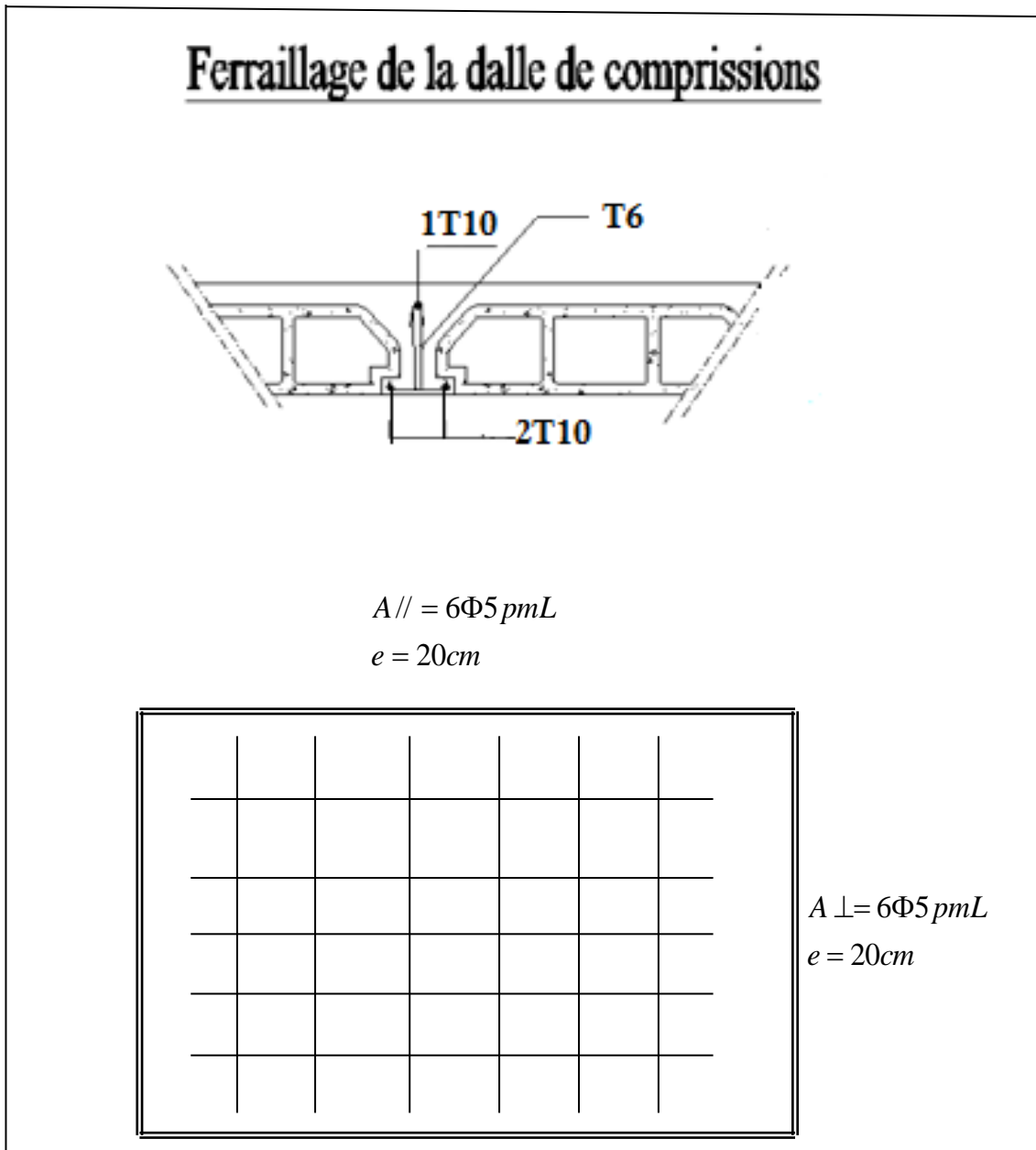
**7.3.10- Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)**

$$1/ \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{360} = 0.0555 \geq 0.0444 \dots\dots\dots (cv)$$

$$2/ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{1.57}{65 \times 18} = 0.00134 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots\dots\dots (cv)$$

$$3/ \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{20}{360} = 0.0555 \geq 0.0425 \dots\dots\dots (cv)$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas



**Fig13. Ferraillage de la dalle de comprissions**

### IV-1-CENTRE DE MASSE

---

#### A-DEFINITION :

Le centre de masse d'un niveau considéré est défini mathématiquement par le barycentre des masses, il est défini aussi physiquement comme étant le point d'application de la résultante des efforts horizontaux extérieurs, ses coordonnées sont données par rapport à un repère (xoy) à un niveau global de la structure par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i \cdot x_i}{\sum M_i} \quad , \quad Y_G = \frac{\sum M_i \cdot y_i}{\sum M_i}$$

$X_G$  : abscisse du centre des masses d'un niveau « j » par rapport à o.

$Y_G$  : ordonnée du centre des masses d'un niveau « j » par rapport à o.

$x_i$ : abscisse du centre géomètre de la masses  $M_i$  par rapport à o .

$y_i$ : ordonnée du centre géomètre de la masses  $M_i$  par rapport à o .

$M_i$  : masse n° i pris en considération

**B- CALCUL DU CENTRE DE MASSE Du BATIMENT :****1. Les poutres secondaires :****1.1. Poutre secondaire :( 0,35\*0, 30) de sous-sol..... RDC**

N	Si (m <sup>2</sup> )	Li (m)	Xi (m)	Yi (m)	Mi (N)	Mi*Xi (N.m)	Mi*Yi (N.m)
1	0,105	3,65	0,15	6,775	9581,25	1437,1875	64912,96875
2	0,105	3,15	0,15	10,675	8268,75	1240,3125	88268,90625
3	0,105	3,95	4,3	2,475	10368,75	44585,625	25662,65625
4	0,105	3,65	4,3	6,775	9581,25	41199,375	64912,96875
5	0,105	3,15	4,3	10,675	8268,75	35555,625	88268,90625
6	0,105	3,75	4,3	14,625	9843,75	42328,125	143964,8438
7	0,105	3,95	8,3	2,475	10368,75	86060,625	25662,65625
8	0,105	3,65	8,3	6,775	9581,25	79524,375	64912,96875
9	0,105	3,15	8,3	10,675	8268,75	68630,625	88268,90625
10	0,105	3,75	8,3	14,625	9843,75	81703,125	143964,8438
11	0,105	3,95	12,9	2,475	10368,75	133756,875	25662,65625
12	0,105	3,65	12,9	6,775	9581,25	123598,125	64912,96875
13	0,105	3,15	12,9	10,675	8268,75	106666,875	88268,90625
14	0,105	3,95	16,5	2,475	10368,75	171084,375	25662,65625
15	0,105	3,65	16,5	6,775	9581,25	158090,625	64912,96875
16	0,105	3,15	16,5	10,675	8268,75	136434,375	88268,90625
17	0,105	3,95	21,1	2,475	10368,75	218780,625	25662,65625
18	0,105	3,65	21,1	6,775	9581,25	202164,375	64912,96875
19	0,105	3,15	21,1	10,675	8268,75	174470,625	88268,90625
20	0,105	3,75	21,1	14,625	9843,75	207703,125	143964,8438
21	0,105	3,95	25,1	2,475	10368,75	260255,625	25662,65625
22	0,105	3,65	25,1	6,775	9581,25	240489,375	64912,96875
23	0,105	3,15	25,1	10,675	8268,75	207545,625	88268,90625
24	0,105	3,75	25,1	14,625	9843,75	247078,125	143964,8438
25	0,105	3,65	29,25	6,775	9581,25	280251,5625	64912,96875
26	0,105	3,15	29,25	10,675	8268,75	241860,9375	88268,90625
$\Sigma$					<b>244387,5</b>	<b>3592496,25</b>	<b>1955290,31</b>

 $X_i=14,7m,$

$Y_i=8m$

1.2. Poutre secondaire : ( 0,35 \* 0,30 ) de RDC.....9<sup>em</sup> étage

N	Si (m <sup>2</sup> )	Li (m)	Xi (m)	Yi (m)	Mi (N)	Mi*Xi (N.m)	Mi*Yi (N.m)
1	0,105	3,65	0,15	6,775	9581,25	1437,1875	64912,96875
2	0,105	3,15	0,15	10,675	8268,75	1240,3125	88268,90625
3	0,105	3,95	4,3	2,475	10368,75	44585,625	25662,65625
4	0,105	3,65	4,3	6,775	9581,25	41199,375	64912,96875
5	0,105	3,15	4,3	10,675	8268,75	35555,625	88268,90625
6	0,105	3,75	4,3	14,625	9843,75	42328,125	143964,8438
7	0,105	3,95	8,3	2,475	10368,75	86060,625	25662,65625
8	0,105	3,65	8,3	6,775	9581,25	79524,375	64912,96875
9	0,105	3,15	8,3	10,675	8268,75	68630,625	88268,90625
10	0,105	3,75	8,3	14,625	9843,75	81703,125	143964,8438
11	0,105	3,95	12,9	2,475	10368,75	133756,875	25662,65625
12	0,105	3,65	12,9	6,775	9581,25	123598,125	64912,96875
13	0,105	3,15	12,9	10,675	8268,75	106666,875	88268,90625
14	0,105	3,75	12,9	14,625	9843,75	126984,375	143964,8438
15	0,105	3,95	16,5	2,475	10368,75	171084,375	25662,65625
16	0,105	3,65	16,5	6,775	9581,25	158090,625	64912,96875
17	0,105	3,15	16,5	10,675	8268,75	136434,375	88268,90625
18	0,105	3,75	16,5	14,625	9843,75	162421,875	143964,8438
19	0,105	3,95	21,1	2,475	10368,75	218780,625	25662,65625
20	0,105	3,65	21,1	6,775	9581,25	202164,375	64912,96875
21	0,105	3,15	21,1	10,675	8268,75	174470,625	88268,90625
22	0,105	3,75	21,1	14,625	9843,75	207703,125	143964,8438
23	0,105	3,95	25,1	2,475	10368,75	260255,625	25662,65625
24	0,105	3,65	25,1	6,775	9581,25	240489,375	64912,96875
25	0,105	3,15	25,1	10,675	8268,75	207545,625	88268,90625
26	0,105	3,75	25,1	14,625	9843,75	247078,125	143964,8438
27	0,105	3,65	29,25	6,775	9581,25	280251,5625	64912,96875
28	0,105	3,15	29,25	10,675	8268,75	241860,9375	88268,90625
$\Sigma$					<b>264075</b>	<b>3881902,5</b>	<b>2243220</b>

$X_i = 14,7m$

$Y_i = 8,49m$

## 2. LES poutres principales :

### 2.1. Poutre principal :

( 0,40 \* 0,30) de sous-sol . 8em étage

N	Si (m <sup>2</sup> )	Li (m)	Xi (m)	Yi (m)	Mi (N)	Mi*Xi (N.m)	Mi*Yi (N.m)
1	0,12	3,5	6,4	0,15	10500	67200	1575
2	0,12	4,1	10,7	0,15	12300	131610	1845
3	0,12	3,1	14,8	0,15	9300	137640	1395
4	0,12	4,1	18,9	0,15	12300	232470	1845
5	0,12	3,5	23,2	0,15	10500	243600	1575
6	0,12	3,65	2,325	4,5	10950	25458,75	49275
7	0,12	3,5	6,4	4,5	10500	67200	47250
8	0,12	4,1	11,7	4,5	12300	143910	55350
9	0,12	3,1	14,8	4,5	9300	137640	41850
10	0,12	4,1	18,9	4,5	12300	232470	55350
11	0,12	3,5	23,2	4,5	10500	243600	47250
12	0,12	3,65	26,775	4,5	10950	293186,25	49275
13	0,12	3,65	2,325	8,55	10950	25458,75	93622,5
14	0,12	3,5	6,4	8,55	10500	67200	89775
15	0,12	4,1	11,7	8,55	12300	143910	105165
16	0,12	3,1	14,8	8,55	9300	137640	79515
17	0,12	4,1	18,9	8,55	12300	232470	105165
18	0,12	3,5	23,2	8,55	10500	243600	89775
19	0,12	3,65	26,775	8,55	10950	293186,25	93622,5
20	0,12	3,65	2,325	12,1	10950	25458,75	132495
21	0,12	3,5	6,4	12,1	10500	67200	127050
22	0,12	4,1	11,7	12,1	12300	143910	148830
23	0,12	4,1	18,9	12,1	12300	232470	148830
24	0,12	3,5	23,2	12,1	10500	243600	127050
25	0,12	3,65	26,775	12,1	10950	293186,25	132495
26	0,12	3,5	6,4	16,25	10500	67200	170625
27	0,12	3,1	10,2	16,25	9300	94860	151125
28	0,12	3,1	19,4	16,25	9300	180420	151125
29	0,12	3,5	23,2	16,25	10500	243600	170625
$\Sigma$					<b>315600</b>	<b>4691355</b>	<b>2470725</b>

$$X_i = 14,86m$$

$$Y_i = 7,83m$$

**2.2. Poutre principal :**  
**(0,40.0,30) de 9<sup>em</sup> étage**

N	Si (m <sup>2</sup> )	Li (m)	Xi (m)	Yi (m)	Mi (N)	Mi*Xi (N.m)	Mi*Yi (N.m)
1	0,12	3,5	6,4	0,15	10500	67200	1575
2	0,12	4,1	10,7	0,15	12300	131610	1845
3	0,12	3,1	14,8	0,15	9300	137640	1395
4	0,12	4,1	18,9	0,15	12300	232470	1845
5	0,12	3,5	23,2	0,15	10500	243600	1575
6	0,12	3,65	2,325	4,5	10950	25458,75	49275
7	0,12	3,5	6,4	4,5	10500	67200	47250
8	0,12	4,1	11,7	4,5	12300	143910	55350
9	0,12	3,1	14,8	4,5	9300	137640	41850
10	0,12	4,1	18,9	4,5	12300	232470	55350
11	0,12	3,5	23,2	4,5	10500	243600	47250
12	0,12	3,65	26,775	4,5	10950	293186,25	49275
13	0,12	3,65	2,325	8,55	10950	25458,75	93622,5
14	0,12	3,5	6,4	8,55	10500	67200	89775
15	0,12	4,1	11,7	8,55	12300	143910	105165
16	0,12	3,1	14,8	8,55	9300	137640	79515
17	0,12	4,1	18,9	8,55	12300	232470	105165
18	0,12	3,5	23,2	8,55	10500	243600	89775
19	0,12	3,65	26,775	8,55	10950	293186,25	93622,5
20	0,12	3,65	2,325	12,1	10950	25458,75	132495
21	0,12	3,5	6,4	12,1	10500	67200	127050
22	0,12	4,1	11,7	12,1	12300	143910	148830
22	0,12	3,1	14,8	12,1	9300	137640	112530
23	0,12	4,1	18,9	12,1	12300	232470	148830
24	0,12	3,5	23,2	12,1	10500	243600	127050
25	0,12	3,65	26,775	12,1	10950	293186,25	132495
26	0,12	3,5	6,4	16,25	10500	67200	170625
27	0,12	3,1	10,2	16,25	9300	94860	151125
28	0,12	3,1	19,4	16,25	9300	180420	151125
29	0,12	3,5	22,2	16,25	10500	233100	170625
$\Sigma$					<b>324900</b>	<b>4818495</b>	<b>2583255</b>

**Xi = 14,83m**

**Yi = 7,95m**

3. Les Plancher :3.1. Plancher terrasse : (  $G = 5890 \text{ N/m}^2$  )

<i>N</i>	<i>Si</i> ( $m^2$ )	<i>Xi</i> (m)	<i>Yi</i> (m)	<i>Mi</i> (N)	<i>Mi*Xi</i> (N.m)	<i>Mi*Yi</i> (N.m)
1	13,3225	1,65	2,05	78469,525	129474,7163	160862,5263
2	11,4975	5,3	2,05	67720,275	358917,4575	138826,5638
3	13,825	9,6	2,05	81429,25	781720,8	166929,9625
4	12,775	13,4	2,05	75244,75	1008279,65	154251,7375
5	11,025	17,2	2,05	64937,25	1116920,7	133121,3625
6	13,125	21,5	2,05	77306,25	1662084,375	158477,8125
7	16,195	1,65	5,85	95388,55	157391,1075	558023,0175
8	14,965	5,3	5,85	88143,85	467162,405	515641,5225
9	12,915	9,6	5,85	76069,35	730265,76	445005,6975
10	11,625	13,4	5,85	68471,25	917514,75	400556,8125
11	12,245	17,2	5,85	72123,05	1240516,46	421919,8425
12	11,315	21,5	5,85	66645,35	1432875,025	389875,2975
13	9,765	1,65	9,65	57515,85	94901,1525	555027,9525
14	16,195	5,3	9,65	95388,55	505559,315	920499,5075
15	14,965	9,6	9,65	88143,85	846180,96	850588,1525
16	12,915	13,4	9,65	76069,35	1019329,29	734069,2275
17	11,625	17,2	9,65	68471,25	1177705,5	660747,5625
18	13,825	21,5	9,65	81429,25	1750728,875	785792,2625
19	12,775	1,65	13,45	75244,75	124153,8375	1012041,888
20	11,025	5,3	13,45	64937,25	344167,425	873406,0125
21	13,125	9,6	13,45	77306,25	742140	1039769,063
22	13,3225	13,4	13,45	78469,525	1051491,635	1055415,111
23	11,4975	17,2	13,45	67720,275	1164788,73	910837,6988
$\Sigma$				<b>1742645</b>	<b>18824269,9</b>	<b>13041686,59</b>

$X_i = 10,80\text{m}$  ,  $Y_i = 7,48\text{m}$



3.2. Plancher étage courant : (G =5430 N/m<sup>2</sup>)

<i>N</i>	<i>S<sub>i</sub></i> (m <sup>2</sup> )	<i>X<sub>i</sub></i> (m)	<i>Y<sub>i</sub></i> (m)	<i>M<sub>i</sub></i> (N)	<i>M<sub>i</sub>*X<sub>i</sub></i> (N.m)	<i>M<sub>i</sub>*Y<sub>i</sub></i> (N.m)
1	13,3225	1,65	2,05	72341,175	119362,9388	148299,4088
2	11,4975	5,3	2,05	62431,425	330886,5525	127984,4213
3	13,825	9,6	2,05	75069,75	720669,6	153892,9875
4	12,775	13,4	2,05	69368,25	929534,55	142204,9125
5	11,025	17,2	2,05	59865,75	1029690,9	122724,7875
6	13,125	21,5	2,05	71268,75	1532278,125	146100,9375
7	16,195	1,65	5,85	87938,85	145099,1025	514442,2725
8	14,965	5,3	5,85	81259,95	430677,735	475370,7075
9	12,915	9,6	5,85	70128,45	673233,12	410251,4325
10	11,625	13,4	5,85	63123,75	845858,25	369273,9375
11	12,245	17,2	5,85	66490,35	1143634,02	388968,5475
14	16,195	5,3	9,65	87938,85	466075,905	848609,9025
15	14,965	9,6	9,65	81259,95	780095,52	784158,5175
16	12,915	13,4	9,65	70128,45	939721,23	676739,5425
17	11,625	17,2	9,65	63123,75	1085728,5	609144,1875
18	13,825	21,5	9,65	75069,75	1613999,625	724423,0875
19	12,775	1,65	13,45	69368,25	114457,6125	933002,9625
20	11,025	5,3	13,45	59865,75	317288,475	805194,3375
21	13,125	9,6	13,45	71268,75	684180	958564,6875
22	13,3225	13,4	13,45	72341,175	969371,745	972988,8038
23	11,4975	17,2	13,45	53693,325	923525,19	722175,2213
$\Sigma$				<b>1483344</b>	<b>15795368,7</b>	<b>11034515,6</b>

$$X_i = 10,65m \quad , \quad Y_i = 7,44m$$

3.3. Dalle pleine étage sous-sol :(G =6900 N/m<sup>2</sup>)

N	Si(m <sup>2</sup> )	Xi (m)	Yi (m)	Mi (N)	Mi*Xi (N.m)	Mi*Yi (N.m)
1	13,3225	1,65	2,05	91925,25	151676,6625	188446,7625
2	11,4975	5,3	2,05	79332,75	420463,575	162632,1375
3	13,825	9,6	2,05	95392,5	915768	195554,625
4	12,775	13,4	2,05	88147,5	1181176,5	180702,375
5	11,025	17,2	2,05	76072,5	1308447	155948,625
6	13,125	21,5	2,05	90562,5	1947093,75	185653,125
7	16,195	1,65	5,85	111745,5	184380,075	653711,175
8	14,965	5,3	5,85	103258,5	547270,05	604062,225
9	12,915	9,6	5,85	89113,5	855489,6	521313,975
10	11,625	13,4	5,85	80212,5	1074847,5	469243,125
11	12,245	17,2	5,85	84490,5	1453236,6	494269,425
14	16,195	5,3	9,65	111745,5	592251,15	1078344,075
15	14,965	9,6	9,65	103258,5	991281,6	996444,525
16	12,915	13,4	9,65	89113,5	1194120,9	859945,275
17	11,625	17,2	9,65	80212,5	1379655	774050,625
18	13,825	21,5	9,65	95392,5	2050938,75	920537,625
19	12,775	1,65	13,45	88147,5	145443,375	1185583,875
20	11,025	5,3	13,45	76072,5	403184,25	1023175,125
21	13,125	9,6	13,45	90562,5	869400	1218065,625
22	13,3225	13,4	13,45	91925,25	1231798,35	1236394,613
23	11,4975	17,2	13,45	79332,75	1364523,3	1067025,488
Σ				<b>1896017</b>	<b>20262446</b>	<b>14171104,4</b>

Xi=10,69m

Yi =7,47m

4. Les Poteaux :

Poteaux : sous-sol jusqu'à 9ème étage ..... ( 50\*45 ) cm

N	Si (m <sup>2</sup> )	Hi (m)	Xi (m)	Yi (m)	Mi (N)	Mi*Xi(N.m)	Mi*Yi(N.m)
1	0,225	3,2	4,4	0,2	18000	79200	3600
2	0,225	3,2	8,4	0,2	18000	151200	3600
3	0,225	3,2	13	0,2	18000	234000	3600
4	0,225	3,2	16,6	0,2	18000	298800	3600
5	0,225	3,2	21,2	0,2	18000	381600	3600

6	0,225	3,2	25,2	0,2	18000	453600	3600
7	0,225	3,2	0,25	4,55	18000	4500	81900
8	0,225	3,2	4,4	4,55	18000	79200	81900
9	0,225	3,2	8,4	4,55	18000	151200	81900
10	0,225	3,2	13	4,55	18000	234000	81900
11	0,225	3,2	16,6	4,55	18000	298800	81900
12	0,225	3,2	21,2	4,55	18000	381600	81900
13	0,225	3,2	25,2	4,55	18000	453600	81900
14	0,225	3,2	29,35	4,55	18000	528300	81900
15	0,225	3,2	0,25	8,6	18000	4500	154800
16	0,225	3,2	4,4	8,6	18000	79200	154800
17	0,225	3,2	8,4	8,6	18000	151200	154800
18	0,225	3,2	13	8,6	18000	234000	154800
19	0,225	3,2	16,6	8,6	18000	298800	154800
20	0,225	3,2	21,2	8,6	18000	381600	154800
21	0,225	3,2	25,2	8,6	18000	453600	154800
22	0,225	3,2	29,35	8,6	18000	528300	154800
23	0,225	3,2	0,25	12,15	18000	4500	218700
24	0,225	3,2	4,4	12,15	18000	79200	218700
25	0,225	3,2	8,4	12,15	18000	151200	218700
26	0,225	3,2	13	12,15	18000	234000	218700
27	0,225	3,2	16,6	12,15	18000	298800	218700
28	0,225	3,2	21,2	12,15	18000	381600	218700
29	0,225	3,2	25,2	12,15	18000	453600	218700
30	0,225	3,2	29,35	12,15	18000	528300	218700
31	0,225	3,2	4,4	16,3	18000	79200	293400

32	0,225	3,2	8,4	16,3	18000	151200	293400
33	0,225	3,2	12	16,3	18000	216000	293400
34	0,225	3,2	18,1	16,3	18000	325800	293400
35	0,225	3,2	21,2	16,3	18000	381600	293400
36	0,225	3,2	25,2	16,3	18000	453600	293400
$\Sigma$					<b>648000</b>	<b>9599400</b>	<b>5425200</b>

$$X_i = 14,81 \text{ m} , \quad Y_i = 8,37 \text{ m}$$

### 5. Les voiles :

\*calcul avec tout les étages

\* Sens transversales :  $\gamma = 25000 \text{ N/m}^3$

voiles	$E(m)$	$S_i (m^2)$	$X_i (m)$	$Y_i (m)$	$M_i (N)$	$M_i X_i (N.m)$	$M_i Y_i (N.m)$
voile t1	0,15	11,2575	4,22	2,425	42215,625	178149,9375	102372,8906
voile t2	0,15	10,6875	4,22	14,425	40078,125	169129,6875	578126,9531
voile t3	0,15	11,2575	25,38	2,425	42215,625	1071432,563	102372,8906
voile t4	0,15	10,6875	25,38	14,425	40078,125	1017182,813	578126,9531
$\Sigma$					<b>164587,5</b>	<b>2435895</b>	<b>1360999,69</b>

$$X_i = 14,8 \text{ m}$$

$$Y_i = 8,27 \text{ m}$$

\* Sens longitudinal :

voiles	$e(m)$	$S_i(m^2)$	$X_i(m)$	$Y_i (m)$	$M_i (N)$	$M_i X_i (N.m)$	$M_i Y_i (N.m)$
voiles I1	0,15	10,4025	2,325	4,475	39009,375	90696,79688	174566,9531
voiles I2	0,15	10,4025	2,325	12,475	39009,375	90696,79688	486641,9531
voiles I3	0,15	10,4025	27,275	4,475	39009,375	1063980,703	174566,9531
voiles I4	0,15	10,4025	27,275	12,475	39009,375	1063980,703	486641,9531
$\Sigma$					<b>156037,5</b>	<b>2309355</b>	<b>1322417,81</b>

$$X_i = 14,8 \text{ m}$$

$$Y_i = 8,48 \text{ m}$$

**6. Les murs extérieurs :  $G = 2373 \text{ N/m}^2$**

**6.1. Mur RDC .....1ème étage :**

<i>mur ext.</i>	<i>Si (m<sup>2</sup>)</i>	<i>G (N/m<sup>2</sup>)</i>	<i>Mi (N)</i>	<i>Xi (m)</i>	<i>Yi (m)</i>	<i>MiXi (N.m)</i>	<i>MiYi(N.m)</i>
1	11,68	2373	27716,6 4	2,325	4,5	64441,188	124724,88
2	11,68	2373	27716,6 4	2,325	12,2	64441,188	338143,008
3	12,64	2373	29994,7 2	4,3	2,375	128977,296	71237,46
4	12	2373	28476	4,3	14,22 5	122446,8	405071,1
5	11,2	2373	26577,6	6,4	16,35	170096,64	434543,76
6	13,12	2373	31133,7 6	10,7	0,15	333131,232	4670,064
7	3,2	2373	7593,6	12,75	16,35	96818,4	124155,36
8	7,52	2373	17844,9 6	13,1	14,92 5	233768,976	266336,028
9	11,68	2373	27716,6 4	13,1	6,575	363087,984	182236,908
10	12,64	2373	29994,7 2	13,1	2,375	392930,832	71237,46
11	9,92	2373	23540,1 6	14,8	0,15	348394,368	3531,024
12	12,64	2373	29994,7 2	16,5	2,375	494912,88	71237,46
13	11,68	2373	27716,6 4	16,5	6,575	457324,56	182236,908
14	7,52	2373	17844,9 6	16,5	14,92 5	294441,84	266336,028
15	3,2	2373	7593,6	17,35	16,35	131748,96	124155,36
16	13,12	2373	31133,7 6	18,9	0,15	588428,064	4670,064
17	11,2	2373	26577,6	23,2	16,35	616600,32	434543,76
18	12,64	2373	29994,7 2	25,3	2,375	758866,416	71237,46
19	12	2373	28476	25,3	14,22 5	720442,8	405071,1
20	11,68	2373	27716,6 4	27,275	4,5	755971,356	124724,88

21	11,68	2373	27716,6	27,275	12,2	755971,356	338143,008
$\Sigma$			533070,7			7893243,46	4048243,08

$$X_i=14,81m \quad Y_i=7,59m$$

6.2. Mur 1<sup>em</sup> ...9<sup>em</sup> étage :

<i>mur ext.</i>	<i>Si (m<sup>2</sup>)</i>	<i>G (N/m<sup>2</sup>)</i>	<i>Mi (N)</i>	<i>X (m)</i>	<i>Yi (m)</i>	<i>MiXi (N.m)</i>	<i>MiYi(N.m)</i>
1	11,68	2373	27716,64	2,325	4,5	64441,188	124724,88
2	11,68	2373	27716,64	2,325	12,2	64441,188	338143,008
3	12,64	2373	29994,72	4,3	2,375	128977,296	71237,46
4	12	2373	28476	4,3	14,225	122446,8	405071,1
5	11,2	2373	26577,6	4,6	16,35	122256,96	434543,76
6	11,2	2373	26577,6	4,6	16,35	122256,96	434543,76
7	13,12	2373	31133,76	10,7	0,15	333131,232	4670,064
8	3,2	2373	7593,6	12,75	16,35	96818,4	124155,36
9	7,52	2373	17844,96	13,1	14,925	233768,976	266336,028
10	11,68	2373	27716,64	13,1	6,575	363087,984	182236,908
11	9,92	2373	23540,16	14,8	2,375	348394,368	55907,88
12	9,92	2373	23540,16	14,8	0,15	348394,368	3531,024
13	11,68	2373	27716,64	16,5	2,375	457324,56	65827,02
14	7,52	2373	17844,96	16,5	6,575	294441,84	117330,612
15	3,2	2373	7593,6	17,35	14,925	131748,96	113334,48
16	13,12	2373	31133,76	18,9	16,35	588428,064	509036,976
17	11,2	2373	26577,6	23,2	0,15	616600,32	3986,64
18	11,2	2373	26577,6	23,2	16,35	616600,32	434543,76
19	12,64	2373	29994,72	25,3	2,375	758866,416	71237,46
20	12	2373	28476	25,3	14,225	720442,8	405071,1
21	11,68	2373	27716,64	27,275	4,5	755971,356	124724,88
22	11,68	2373	27716,64	27,275	12,2	755971,356	338143,008
$\Sigma$			549776,6			8044811,71	4628337,17

$$X_i=14,63m$$

$$Y_i=8,42m$$

7. L'acrotère :  $G = 1832.5 \text{ N/ml}$ 

<i>l'acrotère</i>	<i>Li (m)</i>	<i>G (N/m<sup>2</sup>)</i>	<i>Mi (N)</i>	<i>Xi (m)</i>	<i>Yi (m)</i>	<i>MiXi (N.m)</i>	<i>MiYi(N.m)</i>
1	8	1832,5	14660	0,05	9,55	733	140003
2	5,35	1832,5	9803,875	2,675	5,6	26225,36563	54901,7
3	5,35	1832,5	9803,875	2,675	13,6	26225,36563	133332,7
4	4,35	1832,5	7971,375	5,4	3,375	43045,425	26903,39063
5	5,35	1832,5	9803,875	5,4	16,225	52940,925	159067,8719
6	4,5	1832,5	8246,25	7,6	1,25	62671,5	10307,8125
7	4,5	1832,5	8246,25	7,6	18,95	62671,5	156266,4375
8	1,2	1832,5	2199	9,9	0,6	21770,1	1319,4
9	1,2	1832,5	2199	9,9	18,3	21770,1	40241,7
10	4,1	1832,5	7513,25	12,2	0,05	91661,65	375,6625
11	3,6	1832,5	6597	11,1	17,65	73226,7	116437,05
12	1,2	1832,5	2199	14,3	0,6	31445,7	1319,4
13	1,15	1832,5	2107,375	13,8	15,925	29081,775	33559,94688
14	1,2	1832,5	2199	10,85	15,35	23859,15	33754,65
15	1,6	1832,5	2932	12,7	17,55	37236,4	51456,6
16	4,1	1832,5	7513,25	16,4	1,25	123217,3	9391,5625
17	3,1	1832,5	5680,75	16,7	13,7	94868,525	77826,275
18	1,2	1832,5	2199	17,5	0,6	38482,5	1319,4
19	1,6	1832,5	2932	18,3	17,55	53655,6	51456,6
20	4,1	1832,5	7513,25	20,6	0,05	154772,95	375,6625
21	1,2	1832,5	2199	18,95	15,35	41671,05	33754,65
22	1,15	1832,5	2107,375	19,6	15,925	41304,55	33559,94688
23	3,6	1832,5	6597	17,85	17,65	117756,45	116437,05
24	1,2	1832,5	2199	22,7	0,6	49917,3	1319,4
25	1,2	1832,5	2199	22,7	18,3	49917,3	40241,7
26	4,5	1832,5	8246,25	25	1,25	206156,25	10307,8125
27	4,5	1832,5	8246,25	25	18,95	206156,25	156266,4375
28	4,35	1832,5	7971,375	27,3	3,375	217618,5375	26903,39063
29	4,35	1832,5	7971,375	27,3	16,22	217618,537	129335,559

30	5,35	1832,5	9803,87 5	25,925	5,6	254165,459 4	54901,7
31	5,35	1832,5	9803,87 5	25,925	13,6	254165,459 4	133332,7
32	8	1832,5	14660	32,8	9,55	480848	140003
$\Sigma$			204323, 8			3206856,67 5	1975980,17

$$X_i = 15,69\text{m} \quad , \quad Y_i = 9,67\text{m}$$

**8. Balcons E.C : G = 5530 N /m**

Balcon	$S_i(m^2)$	G (N/m <sup>2</sup> )	$M_i (N)$	$X_i (m)$	$Y_i (m)$	$M_i X_i (N.m)$	$M_i Y_i(N.m)$
1	9,6	5530	53088	-0,6	8,75	-31852,8	464520
2	4,2	5530	23226	6,4	17,1	148646,4	397164,6
3	4,92	5530	27207,6	10,7	-0,6	291121,32	-16324,56
4	3,6	5530	19908	12,85	13,85	255817,8	275725,8
5	4,92	5530	27207,6	18,9	-0,6	514223,64	-16324,56
6	3,6	5530	19908	16,95	13,85	337440,6	275725,8
7	4,2	5530	23226	23,2	17,1	538843,2	397164,6
8	9,6	5530	53088	30,2	8,75	1603257,6	464520
$\Sigma$			246859,2			3657497,76	2242171,68

$$X_i = 14,82\text{ m} \quad , \quad Y_i = 9,08\text{ m}$$

**8. Balcons terrasse : G = 6790 N /m**

Balcon	$S_i(m^2)$	G (N/m <sup>2</sup> )	$M_i (N)$	$X_i (m)$	$Y_i (m)$	$M_i X_i (N.m)$	$M_i Y_i(N.m)$
1	9,6	6790	65184	-0,6	8,75	-39110,4	570360
2	4,2	6790	28518	6,4	17,1	182515,2	487657,8
3	4,92	6790	33406,8	10,7	-0,6	357452,76	-20044,08
4	3,6	6790	24444	12,85	13,85	314105,4	338549,4
5	4,92	6790	33406,8	18,9	-0,6	631388,52	-20044,08
6	3,6	6790	24444	16,95	13,85	414325,8	338549,4
7	4,2	6790	28518	23,2	17,1	661617,6	487657,8
8	9,6	6790	65184	30,2	8,75	1968556,8	570360
$\Sigma$			303105,6			4490851,68	2753046,24



$$X_i = 14,82 \text{ m} , \quad Y_i = 9,08 \text{ m}$$

9. Les escaliers :

Elément	$S_i$ ( $m^2$ )	$G$ ( $N/m^2$ )	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)	$M_i$ (N)	$M_i * X_i$ (N.m)	$M_i * Y_i$ (N.m)
palier1	3,565	3940	14,8	8,975	14046,1	207882,28	126063,7475
palliasse 1	4,08	6525,55	16	11,15	26624,244	425987,904	296860,3206
palier2	4,34	3940	14,8	14,25	17099,6	253074,08	243669,3
palliasse 2	4,08	6525,55	13,5	14,1	26624,244	359427,294	375401,8404
$\Sigma$					<b>84394,188</b>	<b>1246371,56</b>	<b>1041995,21</b>

$$X_i = 14,77 \text{ m} , \quad Y_i = 12,35 \text{ m}$$

10. Les Dalle d'ascenseur :

I/ dalle EC :  $G = 5890 \text{ N/m}$

élément	$S_i$ ( $m^2$ )	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)	$M_i$ (N)	$M_i X_i$ (N.m)	$M_i Y_i$ (N.m)
1	2,2	15,8	7,25	12958	204736,4	93945,5
2	3	14,8	5,5	17670	261516	97185
				<b>30628</b>	<b>466252,4</b>	<b>191130,5</b>

$$X_i = 15,22 \text{ m}$$

$$Y_i = 6,24 \text{ m}$$

II/ dalle sous-sol :  $G = 6900 \text{ N/m}$

élément	$S_i$ ( $m^2$ )	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)	$M_i$ (N)	$M_i X_i$ (N.m)	$M_i Y_i$ (N.m)
1	2,2	15,8	7,25	15180	239844	110055
2	3	14,8	5,5	20700	306360	113850
				<b>35880</b>	<b>546204</b>	<b>223905</b>

$$X_i = 15,22 \text{ m}$$

$$Y_i = 6,24 \text{ m}$$

**C. Tableaux totales :****1. Niveaux Terrasse :**

<i>Elément</i>	<i>Xi (m)</i>	<i>Yi (m)</i>	<i>Mi (N)</i>	<i>Mi*Xi (N.m)</i>	<i>Mi*Yi (N.m)</i>
plancher t	10,65	7,44	1742645	18559169,25	12965278,8
poutre L	14,83	7,95	315600	4680348	2509020
poutre T	14,7	8	244387,5	3592496,25	1955100
L'acrotère	15,69	9,67	204323,8	3205840,422	1975811,146
l/2 poteaux	14,81	8,37	2880000	42652800	24105600
1/2 mur	14,63	8,42	274888,3	4021615,829	2314559,486
1/2 voile L	14,8	8,48	181600	2684048	1383792
1/2 voile T	14,8	8,27	181600	2720368	1721568
balcon t	14,82	9,08	303105,6	4492024,992	2752198,848
$\Sigma$			<b>6328150</b>	<b>86608710,7</b>	<b>51682928,28</b>

$$X_G = 13,68\text{m}$$

$$Y_G = 8,16\text{m}$$

**2. Niveaux 1.....9<sup>eme</sup> étage:**

<i>Elément</i>	<i>Xi (m)</i>	<i>Yi (m)</i>	<i>Mi (N)</i>	<i>Mi*Xi (N.m)</i>	<i>Mi*Yi (N.m)</i>
plancher	10,8	7,48	1483344	16020115,2	11095413,12
poutre L	14,83	7,95	315600	4680348	2509020
poutre T	14,7	8	244387,5	3592496,25	1955100
balcon	14,82	9,08	246859,2	3658453,344	2241481,536
poteaux	14,81	8,37	5760000	85305600	48211200
mur	14,63	8,42	549776,6	8043231,658	4629118,972
voile T	14,8	8,48	363200	5368096	2767584
voile L	14,8	8,27	363200	5440736	3443136
dalle asen	15,22	6,24	35880	546093,6	223891,2
escalier	14,77	11,87	98440,288	1453963,054	1168486,219
$\Sigma$			<b>9460688</b>	<b>134109133</b>	<b>78244431,1</b>

$$X_G = 14,17\text{m}$$

$$Y_G = 8,26\text{m}$$

### 3. Niveaux RDC :

Elément	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)	$M_i$ (N)	$M_i * X_i$ (N.m)	$M_i * Y_i$ (N.m)
plancher	10,8	7,48	1483344	16020115,2	11095413,12
poutre L	14,83	7,95	315600	4680348	2509020
poutre T	14,7	8,49	244387,5	3592496,25	2074849,875
balcon	14,82	9,08	246859,2	3658453,344	2241481,536
poteaux	14,81	8,37	5760000	85305600	48211200
mur	14,81	7,59	549776,6	8142191,446	4172804,394
voile T	14,8	8,48	363200	5368096	2767584
voile L	14,8	8,27	363200	5440736	3443136
dalle asen	15,22	6,24	35880	546093,6	223891,2
escalier	14,77	11,87	98440,288	1453963,054	1168486,219
$\Sigma$			<b>9460688</b>	<b>134208093</b>	<b>77907866,34</b>

$$X_G = 14,18\text{m}$$

$$Y_G = 8,22\text{m}$$

### 4. Niveaux sous-sol :

Elément	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)	$M_i$ (N)	$M_i * X_i$ (N.m)	$M_i * Y_i$ (N.m)
dalle plein	10,69	7,47	1418746	15166394,74	10598032,62
poutre L	14,83	7,95	315600	4680348	2509020
poutre T	14,7	8,49	244387,5	3592496,25	2074849,875
voile T	14,8	8,48	363200	5368096	2767584
voile L	14,8	8,27	363200	5440736	3443136
poteaux	14,81	8,37	5760000	85305600	48211200
escalier	14,77	11,87	98440,288	1453963,054	1168486,219
dalle asen	15,22	6,24	30628	466158,16	191118,72
$\Sigma$			<b>8594202</b>	<b>121473792</b>	<b>70963427,4</b>

$$X_G = 14,12 \text{ m}$$

$$Y_G = 8,25 \text{ m}$$

**D. Tableau récapitulatif de centre de masse à chaque niveau :**

niveaux	X <sub>G</sub> (m)	Y <sub>G</sub> (m)
Terrasse	13,69	8,17
1...9 <sup>em</sup> étage	14,18	8,27
RDC	14,19	8,23
sous sol	14,13	8,26

**2- CENTRE DE TORSION**

**1-CALCUL DE LA RIGIDITE :**

Soit C le centre de torsion :

$$X_c = \frac{\sum R_j^t \cdot x_i}{\sum R_j^t} \quad , \quad Y_c = \frac{\sum R_j^1 \cdot y_i}{\sum R_j^1}$$

$$R_j^t = \sum \frac{12 \cdot E \cdot I_x}{h_j^3} \quad , \quad R_j^1 = \sum \frac{12 \cdot E \cdot I_y}{h_j^3}$$

$R_j^{x,y}$  : rigidité relative de niveau « j ».

$I_{x,y}$  : inertie de la section de l'élément suivant le sens considéré.

$h_e$  : hauteur d'étage.

$E$  : module de Young longitudinal du béton armé,  $E = 32164.2 \times 10^6 \text{ N/m}^2$ .

**1-1-Sens Transversal :**

Niveau	Elément	$I_x$ élément ( $m^4$ )	R élément	$R_j^f$ (N/m)	$x_i$ (m)	$R_j^f X_i$ (N)	
Terrasse.....sous sol	Portique1	3,74E-03	4,40E+07	119490000	0,15	17923500	
	Portique2			2,08E+08	4,3	893024000	
	Portique3			2,08E+08	8,3	1723744000	
	Portique4			1,64E+08	12,9	2109666000	
	Portique5			1,64E+08	16,5	2698410000	
	Portique6			2,08E+08	21,1	4382048000	
	Portique7			2,08E+08	25,1	5212768000	
	Portique8			1,19E+08	29,25	3495082500	
	Voile1	$6,08 \times 10^{-1}$	$7,16E+09$	$7,16E+09$	0,07	501309210,9	
	Voile2	$3,91 \times 10^{-1}$	$4,61E+09$	$4,61E+09$	0,07	322387995,9	
	Voile3	$3,91 \times 10^{-1}$	$4,61E+09$	$4,61E+09$	13,18	60701054078	
	Voile4	$3,43 \times 10^{-2}$	$4,00E+08$	$4,00E+08$	13,18	5278352528	
	Voile5	$3,43 \times 10^{-2}$	$4,00E+08$	$4,00E+08$	16,42	6575914151	
	Voile6	$3,91 \times 10^{-1}$	$4,61E+09$	$4,61E+09$	16,42	75623012743	
	Voile7	$3,91 \times 10^{-1}$	$4,61E+09$	$4,61E+09$	30,09	1,38581E+11	
	Voile8	$6,08 \times 10^{-1}$	$7,16E+09$	$7,16E+09$	30,09	2,15491E+11	
	$\Sigma$				<b>34943035469</b>		<b>5,23607E+11</b>

 **$X_c=14,98$  m**

1-2- Sens Longitudinal :tableau 01

Niveau	Elément	$I_y$ élément ( $m^4$ )	R élément	$R_f^t$ (N/m)	$Y_i$ (m)	$R_f^t Y_i$ (N)	
9 <sup>ème</sup> étage.....RDC	Portique1	5,77E-03	6,79E+07	3,88E+08	0,15	58200000	
	Portique2			5,25E+08	4,55	2388750000	
	Portique3			5,25E+08	8,6	4515000000	
	Portique4			2,53E+08	12,15	3072358779	
	Portique5			2,53E+08	12,15	3072358779	
	Portique6			1,85E+08	16,3	3014525646	
	Portique7			1,85E+08	16,3	3014525646	
	Voile1	5,36E-01	6,31E+09	1,26E+10	0,075	946845416,4	
	Voile2	8,62E-01	1,01E+10	2,03E+10	4,425	89805434295	
	Voile3	3,72E-01	4,49E+10	10271184,96	13,825	141999132,1	
	Voile4	3,72E-01	4,49E+10	8,98E+10	16,675	1,49794E+12	
	$\Sigma$				<b>1,25E+11</b>		<b>1,60797E+12</b>

$Y_c=12,90$  m

Tableau : 02

Niveau						
terrasse	Elément	$I_y$ élément ( $m^4$ )	R élément	$R_f^t$ (N/m)	$Y_i$ (m)	$R_f^t Y_i$ (N)
	Portique1	5,77E-03	6,79E+07	3,88E+08	0,15	58200000
	Portique2			5,25E+08	4,55	2388750000
	Portique3			5,25E+08	8,6	4515000000
	Portique4			5,25E+08	12,15	6378750000
	Portique5			3,70E+08	16,3	6029051293
	Voile1	5,36E-01	6,31E+09	1,26E+10	0,075	946845416,4
	Voile2	8,62E-01	1,01E+10	2,03E+10	4,425	89805434295
	Voile3	3,72E-01	4,49E+10	10271184,96	13,825	141999132,1
	Voile4	3,72E-01	4,49E+10	89831600000	16,675	1,49794E+12
	$\Sigma$			<b>1,25094E+11</b>		<b>1,60821E+12</b>

$Y_c=12,86$  m



### 3- CALCUL DE L'EXCENTRICITE

D'après l'article (4.3.7) de le RPA99. Dans le cas ou il procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle.

#### 1- Excentricité Théorique :

$$e_x = |X_C - X_G| \quad , \quad e_y = |Y_C - Y_G|$$

#### 2- Excentricité accidentelle :

$$E_a = 0.05 L$$

Donc l'excentricité adoptée :  $e = \max ( e_{Th} , e_{acc} )$ .

niveau	$X_G$	$Y_G$	$X_c$	$Y_c$	$e_x^{acc}$	$e_y^{acc}$	$e_x^{th}$	$e_y^{th}$	$e_x$	$e_y$
Terrasse	13,69	8,17	14,98	12,86	1,48	0,8375	1,29	4,69	1,48	4,69
1ère ..... 9 <sup>em</sup> E	14,18	8,27	14,98	12,9	1,48	0,8375	0,8	4,63	1,48	4,63
RDC	14,19	8,23	14,98	12,9	1,48	0,8375	0,79	4,67	1,48	4,67
sous sol	14,13	8,26	14,98	12,9	1,48	0,8375	0,85	4,64	1,48	4,64

$$X_C = X_G + e_x$$

$$Y_C = Y_G + e_y$$

niveau	$X_c(m)$	$Y_c(m)$
Terrasse	15,17	12,86
1ère..... 9 <sup>em</sup> E	15,66	12,90
RDC	15,67	12,90

<b>4 – MODILISATIO DES MASSES</b>
-----------------------------------

**1- LES CHARGES PERMANENTES :**

Niveau	Terrasse	N°9 ...N°1	RDC
Acrotère	210371	-	-
Plancher	1742644,85	1483344	1483344
Poutres	3978558	579675	579675
Poteaux	2880000	2880000	2880000
Murs ext	274888,3	549776,6	533070,7
Escalier	-	84394,188	84394,188
Voiles	392000	784000	784000
$\Sigma$	9478462,15	6361189,788	6344483,888

**2- LES SURCHARGES D'EXPLOITATION :**

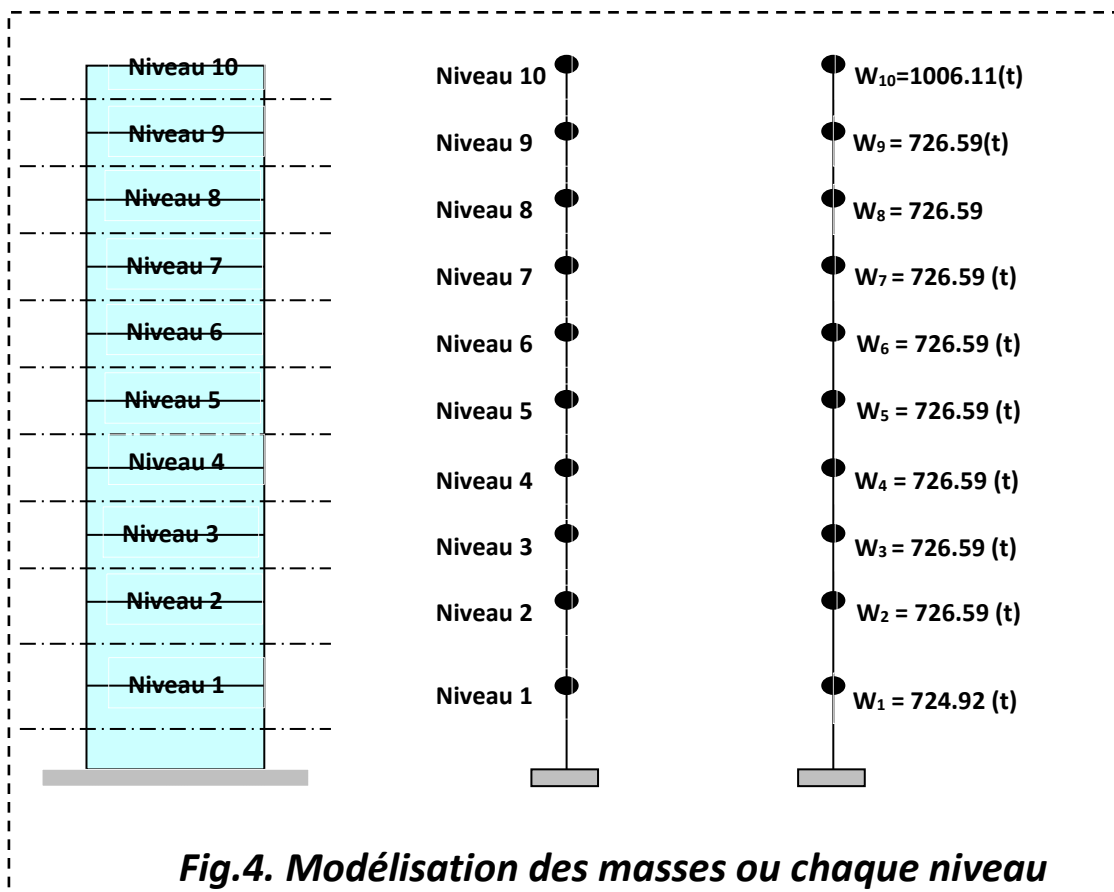
Niveau		Q (N/m)	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	Poids (N)
Terrasse		1000	295,865	295865
étage immédiatement inférieur N°9	Plancher	1500	274,785	412177,5
	Escalier	2500	16,065	40162,5
RDC	Plancher	1500	274,785	412177,5
	Escalier	2500	16,065	40162,5

### 3- CALCUL DU POIDS DE LA STRUCTURE A CHAQUE NIVEAU :

D'après le RPA99 :  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ .

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5,  $\beta = 0.20$ .

Niveau	$W_{Gi}$ (t)	$W_{Qi}$	$\beta$	$W_{Qi} \cdot \beta$ (t)	$W_i$ (t)
10	946,94	295,87	0,20	59,17	1006,11
9	636,12	452,34	0,20	90,47	726,59
8	636,12	452,34	0,20	90,47	726,59
7	636,12	452,34	0,20	90,47	726,59
6	636,12	452,34	0,20	90,47	726,59
5	636,12	452,34	0,20	90,47	726,59
4	636,12	452,34	0,20	90,47	726,59
3	636,12	452,34	0,20	90,47	726,59
2	636,12	452,34	0,20	90,47	726,59
1	634,45	452,34	0,20	90,47	724,92



**Fig.4. Modélisation des masses ou chaque niveau**



### 5 – CALCUL DE LA RIGIDITE A LA TORSION

$$R_{J\theta} = \sum R_{ji}^t (X_i^2) + \sum R_{ji}^l (Y_i^2)$$

$R_{ji}^t$  : la rigidité transversale de l'élément considéré au niveau « j ».

$R_{ji}^l$  : la rigidité longitudinale de l'élément considéré au niveau « j ».

$X_i$  : distance d'un élément (portique ou voile) transversal à l'axe (cy).

$Y_i$  : distance d'un élément (portique ou voile) longitudinal à l'axe (cx).

#### 1-NIVEAU TERRASSE :

##### - Sens transversal :

élément	$X_c$ (m)	$X$ élément	$X_i$ (m)	$X_i^2$ (m <sup>2</sup> )	$R_j^t$ (N/m)	$R_j^t \cdot X_i^2$ (N.m)
Portique A	15,17	0,15	-15,02	225,6004	119490000	2,70E+10
Portique B	15,17	4,3	-10,87	118,1569	2,08E+08	2,45E+10
Portique C	15,17	8,3	-6,87	47,1969	2,08E+08	9,80E+09
Portique D	15,17	12,9	-2,27	5,1529	1,64E+08	8,43E+08
Portique E	15,17	16,5	1,33	1,7689	1,64E+08	2,89E+08
Portique F	15,17	21,1	5,93	35,1649	2,08E+08	7,30E+09
Portique G	15,17	25,1	9,93	98,6049	2,08E+08	2,05E+10
Portique H	15,17	29,25	14,08	198,2464	1,19E+08	2,37E+10
Voile1	15,17	0,07	-15,1	228,01	7,16E+09	1,63E+12
Voile2	15,17	0,07	-15,1	228,01	4,61E+09	1,05E+12
Voile3	15,17	13,18	-1,99	3,9601	4,61E+09	1,82E+10
Voile4	15,17	13,18	-1,99	3,9601	4,00E+08	1,59E+09
Voile5	15,17	16,42	1,25	1,5625	4,00E+08	6,26E+08
Voile6	15,17	16,42	1,25	1,5625	4,61E+09	7,20E+09
Voile7	15,17	30,09	14,92	222,6064	4,61E+09	1,03E+12
Voile8	15,17	30,09	14,92	222,6064	7,16E+09	1,59E+12
$\Sigma$						<b>5,44E+12</b>

<i>élément</i>	$Y_c$ (m)	$Y$ élément	$Y_i$ (m)	$Y_i^2$ (m <sup>2</sup> )	$R_j^t$ (N/m)	$R_j^t \cdot Y_i^2$ (N.m)
<b>Portique1</b>	12,86	0,15	-12,71	161,5441	3,88E+08	6,27E+10
<b>Portique2</b>	12,86	4,55	-8,31	69,0561	5,25E+08	3,63E+10
<b>Portique3</b>	12,86	8,6	-4,26	18,1476	5,25E+08	9,53E+09
<b>Portique4</b>	12,86	12,15	-0,71	0,5041	5,25E+08	2,65E+08
<b>Portique5</b>	12,86	16,3	3,44	11,8336	3,70E+08	4,38E+09
<b>Voile1</b>	12,86	0,075	-12,785	163,456225	3,27E+02	5,34E+04
<b>Voile2</b>	12,86	4,425	-8,435	71,149225	1,42E+02	1,01E+04
<b>Voile3</b>	12,86	13,825	0,965	0,931225	10271184,96	9,56E+06
<b>Voile4</b>	12,86	16,675	3,815	14,554225	29,10845	4,24E+02
$\Sigma$						<b>1,13E+11</b>

\* Niveau 1<sup>ère</sup> ..... 9<sup>em</sup> étage :

**- Sens transversal :**

<i>élément</i>	$X_c$ (m)	$X$ élément	$X_i$ (m)	$X_i^2$ (m <sup>2</sup> )	$R_j^t$ (N/m)	$R_j^t \cdot X_i^2$ (N.m)
<b>PortiqueA</b>	15,66	0,15	-15,51	240,5601	119490000	2,87E+10
<b>PortiqueB</b>	15,66	4,3	-11,36	129,0496	2,08E+08	2,68E+10
<b>PortiqueC</b>	15,66	8,3	-7,36	54,1696	2,08E+08	1,12E+10
<b>PortiqueD</b>	15,66	12,9	-2,76	7,6176	1,64E+08	1,25E+09
<b>PortiqueE</b>	15,66	16,5	0,84	0,7056	1,64E+08	1,15E+08
<b>PortiqueF</b>	15,66	21,1	5,44	29,5936	2,08E+08	6,15E+09
<b>PortiqueG</b>	15,66	25,1	9,44	89,1136	2,08E+08	1,85E+10
<b>PortiqueH</b>	15,66	29,25	13,59	184,6881	1,19E+08	2,21E+10
<b>Voile1</b>	15,66	0,07	-15,59	243,0481	7,16E+09	1,74E+12
<b>Voile2</b>	15,66	0,07	-15,59	243,0481	4,61E+09	1,12E+12

<b>Voile3</b>	15,66	13,18	-2,48	6,1504	4,61E+09	2,83E+10
<b>Voile4</b>	15,66	13,18	-2,48	6,1504	4,00E+08	2,46E+09
<b>Voile5</b>	15,66	16,42	0,76	0,5776	4,00E+08	2,31E+08
<b>Voile6</b>	15,66	16,42	0,76	0,5776	4,61E+09	2,66E+09
<b>Voile7</b>	15,66	30,09	14,43	208,2249	4,61E+09	9,59E+11
<b>Voile8</b>	15,66	30,09	14,43	208,2249	7,16E+09	1,49E+12
<b>Σ</b>						<b>5,46E+12</b>

\* Sens longitudinal :

<i>élément</i>	<i>Yc (m)</i>	<i>Y élément</i>	<i>Yi (m)</i>	<i>Yi2 (m2)</i>	<i>Rjt (N/m)</i>	<i>Rjt .Yi2 (N.m)</i>
<b>Portique1</b>	12,9	0,15	-12,75	162,5625	3,88E+08	6,31E+10
<b>Portique2</b>	12,9	4,55	-8,35	69,7225	5,25E+08	3,66E+10
<b>Portique3</b>	12,9	8,6	-4,3	18,49	5,25E+08	9,71E+09
<b>Portique4</b>	12,9	12,15	-0,75	0,5625	2,53E+08	1,42E+08
<b>Portique5</b>	12,9	12,15	-0,75	0,5625	2,53E+08	1,42E+08
<b>Portique6</b>	12,9	16,3	3,4	11,56	1,85E+08	2,14E+09
<b>Portique7</b>	12,9	16,3	3,4	11,56	1,85E+08	2,14E+09
<b>Voile1</b>	12,9	0,075	-12,825	164,480625	3,29E+02	5,41E+04
<b>Voile2</b>	12,9	4,425	-8,475	71,825625	1,44E+02	1,03E+04
<b>Voile3</b>	12,9	13,825	0,925	0,855625	10271184,96	8,79E+06
<b>Voile4</b>	12,9	16,675	3,775	14,250625	2,85E+01	4,06E+02
<b>Σ</b>						<b>1,14E+11</b>

\* Niveau RDC :

- Sens transversal :

<i>élément</i>	$X_c$ (m)	$X$ élément	$X_i$ (m)	$X_i^2$ (m <sup>2</sup> )	$R_j^t$ (N/m)	$R_j^t \cdot X_i^2$ (N.m)
PortiqueA	15,67	0,15	-15,52	240,8704	119490000	2,88E+10
PortiqueB	15,67	4,3	-11,37	129,2769	2,08E+08	2,68E+10
PortiqueC	15,67	8,3	-7,37	54,3169	2,08E+08	1,13E+10
PortiqueD	15,67	12,9	-2,77	7,6729	1,64E+08	1,25E+09
PortiqueE	15,67	16,5	0,83	0,6889	1,64E+08	1,13E+08
PortiqueF	15,67	21,1	5,43	29,4849	2,08E+08	6,12E+09
PortiqueG	15,67	25,1	9,43	88,9249	2,08E+08	1,85E+10
PortiqueH	15,67	29,25	13,58	184,4164	1,19E+08	2,20E+10
Voile1	15,67	0,07	-15,6	243,36	7,16E+09	1,74E+12
Voile2	15,67	0,07	-15,6	243,36	4,61E+09	1,12E+12
Voile3	15,67	13,18	-2,49	6,2001	4,61E+09	2,86E+10
Voile4	15,67	13,18	-2,49	6,2001	4,00E+08	2,48E+09
Voile5	15,67	16,42	0,75	0,5625	4,00E+08	2,25E+08
Voile6	15,67	16,42	0,75	0,5625	4,61E+09	2,59E+09
Voile7	15,67	30,09	14,42	207,9364	4,61E+09	9,58E+11
Voile8	15,67	30,09	14,42	207,9364	7,16E+09	1,49E+12
$\Sigma$						<b>5,46E+12</b>



**\* Sens longitudinal :**

élément	Yc (m)	Y élément	Yi (m)	Yi2 (m2)	Rjt (N/m)	Rjt . Yi2 (N.m)
Portique1	12,9	0,15	-12,75	162,5625	3,88E+08	6,31E+10
Portique2	12,9	4,55	-8,35	69,7225	5,25E+08	3,66E+10
Portique3	12,9	8,6	-4,3	18,49	5,25E+08	9,71E+09
Portique4	12,9	12,15	-0,75	0,5625	2,53E+08	1,42E+08
Portique5	12,9	12,15	-0,75	0,5625	2,53E+08	1,42E+08
Portique6	12,9	16,3	3,4	11,56	1,85E+08	2,14E+09
Portique7	12,9	16,3	3,4	11,56	1,85E+08	2,14E+09
Voile1	12,9	0,075	-12,825	164,480625	3,29E+02	5,41E+04
Voile2	12,9	4,425	-8,475	71,825625	1,44E+02	1,03E+04
Voile3	12,9	13,825	0,925	0,855625	10271184,96	8,79E+06
Voile4	12,9	16,675	3,775	14,250625	2,85E+01	4,06E+02
$\Sigma$						<b>1,14E+11</b>

**\* Tableau Récapitulatif :**

niveau	$R_j^t \cdot Y_i^2$ (N.m)	$R_j^t \cdot X_i^2$ (N.m)	$R_{j\theta}$
Terrasse	$5,44 \times 10^{12}$	1,13E+11	5,55E+12
1 <sup>em</sup> ...9 <sup>em</sup>	$5,46 \times 10^{12}$	1,14E+11	5,57E+12
RDC	$5,46 \times 10^{12}$	1,14E+11	5,57E+12
<b>TOTAL</b>			<b>1,6701E+13</b>

$$R_{j\theta} = 1.670 \times 10^{13} \text{ N.m}$$



## Etude au vent selon le règlement algérien (RNV99)

---

### 1) Introduction :

Le présent document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties. Le document est fondé sur une approche probabiliste : les actions normales et extrêmes des anciennes Règles (NV65) sont remplacées par le concept unique d'action caractéristique définie par référence à un zonage territorial lié aux spécificités climatiques locales. Le règlement découle principalement du règlement européen unifié (Euro code) qui est cohérent avec les méthodes aux états limites.

### 2) domaine d'application :

Le présent règlement DTR s'applique aux constructions suivantes dont la hauteur est inférieure à 200 m :

- **Bâtiments à usage d'habitation, administratifs, scolaires, industriel, etc.....**
- **Cheminées et ouvrages similaires.**
- **Ouvrages de stockages (réservoirs, châteaux d'eau, silos, etc....**
- **Structures verticales en treillis**

### 3) détermination de la pression statique due au vent :

La pression due au vent  $P_h$  qui s'exerce sur une construction à la hauteur ( $h$ ) est donnée par la formule suivante :

$$q_j = C_d \times q_{dyn} \times (C_{pe} - C_{pi}) \quad N/m^2$$

«  $C_d$  » : coefficient dynamique de la constriction

«  $q_h$  » : pression dynamique du vent calculée à la hauteur  $h$  considérée.

«  $C_{pe}$  » : coefficients de pression extérieure.

«  $C_{pi}$  » : coefficients de pression intérieure

#### 3.1) calcul de la pression dynamique $q_h$ :

La pression dynamique  $q_h$  qui s'exerce sur un élément de surface au niveau de la hauteur  $h$  est donnée comme suit :

$$q_{dyn}(Z) = q_{ref} \times C_e(Z) \quad da(N/m^2)$$

Où :

$q_{ref}$  : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes donnée par le tableau ci-dessous en fonction de la zone du vent.

$C_{ex}$  : est le coefficient d'exposition au vent.

### 3.2 valeur de la pression dynamique de référence :

La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes donnée par le tableau1 ci-dessous en fonction de la zone du vent.

**Tableau1 : pression dynamique de référence (tab 2.3 du R.N. V99 p46)**

zone	$q_{ref}(daN/m^2)$
I	37.5
II	47.0
III	57.5

Notre bâtiment est situé à **wilaya Batna** qui est classé en zone **II** :  $q_{ref} = 470 N/m^2$ .

#### Remarque :

$q_{ref}$  en (daN/m<sup>2</sup>) est calculée par :

$$q_{ref} = 0.5 \times \rho \times v_{ref}^2$$

Où :

$v_{ref}$  en (m/s)est la vitesse de référence du vent, et  $\rho=1.2 \text{ kg/m}^3$  est la masse volumique de l'air.

#### 4) calcul du coefficient d'exposition :

Le coefficient d'exposition au vent  $C_{ex}$  tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur  $h$  au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent.

1. Cas de structures peu sensibles aux excitations dynamiques :

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \times \left[ 1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(Z) \times C_t(Z)} \right].$$

2. Cas de structures sensibles aux excitations dynamiques :

$$C_{ex} = C_t(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \times [1 + 2 \times g \times I_v(Z)]$$

**Avec :**

$C_r$  : coefficient de rugosité

$C_t$  : coefficient de topographie

$g$  : facteur de pointe

$I_v$  : l'intensité de la turbulence

$K_T$  : facteur du terrain

Notre structure peu sensible aux excitations dynamiques

$$C_e(Z_j) = C_t(Z_j)^2 \times C_r(Z_j)^2 \times \left[ 1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(Z) \times C_t(Z)} \right]$$

**5) calcul des facteurs de site :**

**5.1) catégories de terrain :**

Les catégories de terrain sont données dans le tableau2 ci-dessous ainsi que les valeurs des paramètres suivants :

$K_T$  : facteur du terrain

$Z_0$  : (en m), paramètre de rugosité

$Z_{min}$  : (en m), hauteur minimale

$\varepsilon$  : coefficient utilisé pour le calcul du coefficient dynamique  $C_d$

**Tableau 2 : catégories de terrain (tab 2.4du RNV99 p47)**

catégories de terrain	$K_T$	$Z_0(m)$	$Z_{min}(m)$	$\varepsilon$
<b>I</b> En bord de mer, au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5Km de longueur au vent, régions lisses et sans obstacles	<b>0.17</b>	<b>0.01</b>	<b>2</b>	<b>0.11</b>
<b>II</b> Région de culture avec haies et avec quelques petites fermes, maisons ou arbres	<b>0.19</b>	<b>0.05</b>	<b>4</b>	<b>0.26</b>
<b>III</b> Zones industrielles ou suburbaines, forêt, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie de terrain IV	<b>0.22</b>	<b>0.3</b>	<b>8</b>	<b>0.37</b>
<b>IV</b> Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15m	<b>0.24</b>	<b>1</b>	<b>16</b>	<b>0.46</b>

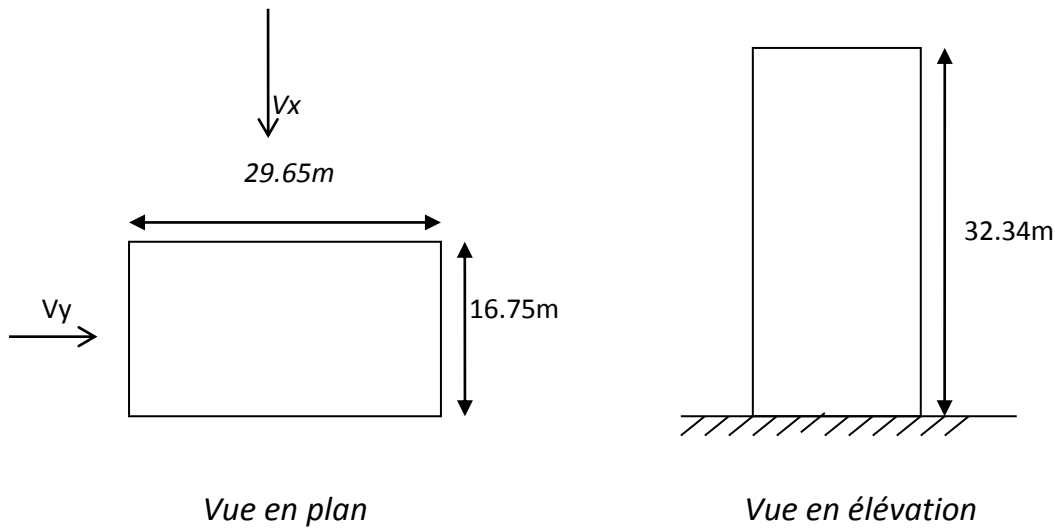
notre terrain est de catégorie IV dont :  $K_T = 0,24$  ;  $Z_0 = 1 m$  ;  $Z_{min} = 16 m$  ;  $\varepsilon = 0,46$ .

**5.2) coefficient de rugosité :**

Le coefficient de rugosité  $C_r(Z)$  traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi logarithmique (logarithmique népérien)

$$C_r(Z) = K_T \times \ln(Z/Z_0) \rightarrow \text{pour : } Z_{min} \leq Z \leq 200 m$$

$$C_r(Z) = K_T \times Ln(Z_{min}/Z_0) \rightarrow \text{pour : } Z < Z_{min}$$



**Donc :**

$$C_r(Z) = K_T \times Ln(Z/Z_0)$$

**5.3) coefficient de topographie :**

Le coefficient de topographie  $C_t$  prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées, etc.

Il est donné dans le tableau 3 ci-dessous en fonction de la nature du site

**Tableau 3 : coefficient de topographie :(tab 2.5RNV 99 p48)**

Site	$C_t(Z)$
Site plat	1
Site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
Site aux alentours des vallées avec effet d'entonnoir	1.3
Site aux alentours des plateaux	1.15
Site aux alentours des collines	1.15
Site montagneux	1.5

Pour un site plat comme il est le cas de notre site «  $C_t = 1$  ».

Les valeurs de  $C_r$ ,  $C_e$  et  $q_{dyn}$  en fonction de «  $Z$  » sont résumées dans le tableau suivant:

**6) calcul du coefficient dynamique :****Tableau 04 :  $q_{dyn}$** 

Le coefficient dynamique  $C_d$  tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence

Z	Ct	Cr	Ce	$q_{ref}(daN/m^2)$	$q_{dyn}(daN/m^2)$	$q_{dyn}(N/m^2)$
1,6	1	0,66542	1,56069	47	73,35258371	733,5258371
4,8	1	0,66542	1,56069	47	73,35258371	733,5258371
8	1	0,66542	1,56069	47	73,35258371	733,5258371
11,2	1	0,66542	1,56069	47	73,35258371	733,5258371
14,4	1	0,66542	1,56069	47	73,35258371	733,5258371
17,6	1	0,6883	1,63009	47	76,61412933	766,1412933
20,8	1	0,72839	1,75424	47	82,44942885	824,4942885
24	1	0,76273	1,86315	47	87,5681821	875,681821
27,2	1	0,79277	1,96034	47	92,13619828	921,3619828
30,4	1	0,81947	2,04823	47	96,2667233	962,667233

ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Le coefficient  $C_d$  est déterminé à l'aide des abaques (voir annexe), Ces abaques correspondent à des bâtiments ou cheminées, il y a lieu d'interpoler ou d'extrapoler linéairement.

$C_d$  est donné en fonction de :

- b(en m) qui désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.
- h (en m) qui désigne la hauteur totale de la construction

**Sens XX :**

b=29.65m

h=32m

donc  $C_d = 0.95$  (voir annexe p51)

**Sens YY :**

b=16.75 m

h=32 m

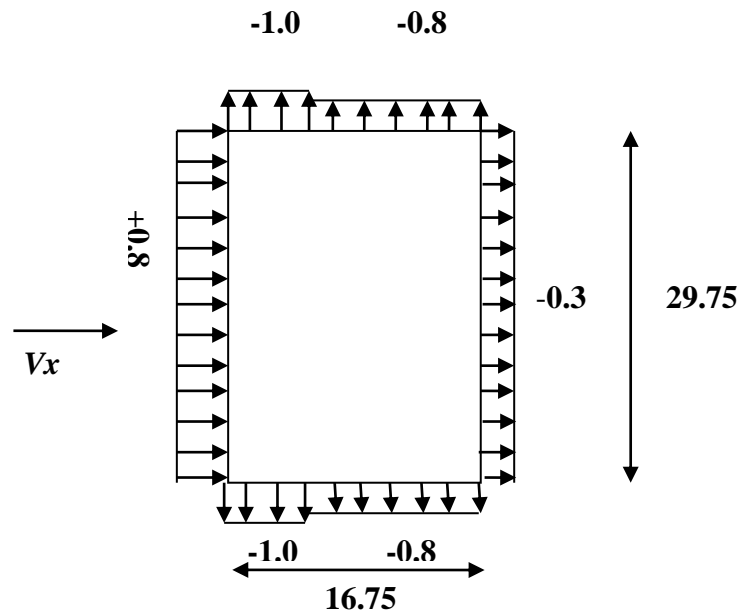
donc  $C_d = 0.95$  (voir annexe p51)

**7) Détermination des coefficients de pression :**

**7.1) Coefficient de pression extérieure :**

• Les constructions à base rectangulaire :(RNV 99§1 p64) :  
Les coefficients de pression extérieure  $C_{pe}$  des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée.

Pour des surfaces chargées de  $10m^2$  et plus le coefficient  $C_{pe}$  est donné par les tableaux ci-dessous :



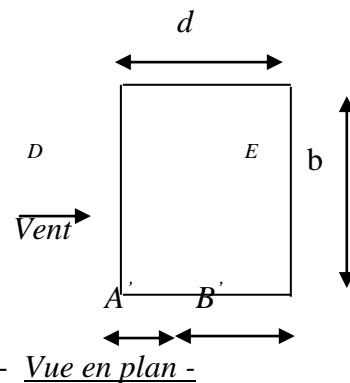
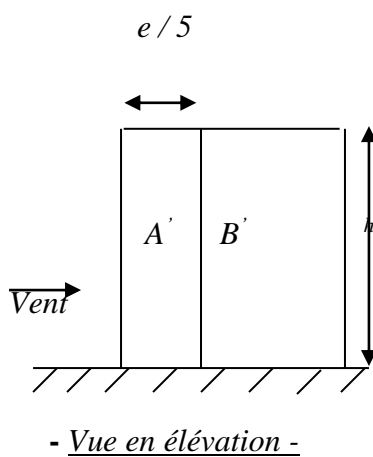
**Tableau 05: coefficient de pression extérieure**

	A,A'	B,B'	C	D	E
$C_{pe10}$	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

**Sens XX :**

$H = 32 \text{ m}$  ;  $b = 29.65 \text{ m}$  ;  $d = 16.75 \text{ m}$

Donc :  $e = 29.65 \text{ m}$



Cas ou  $d < e$

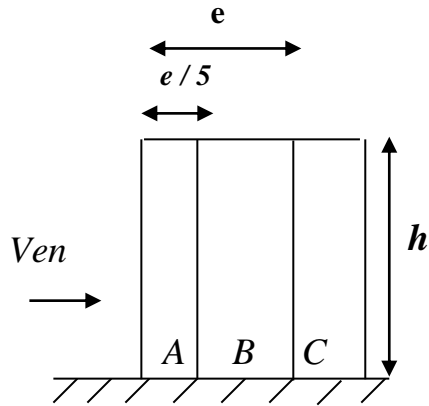
$e = \min (b ; 2h)$



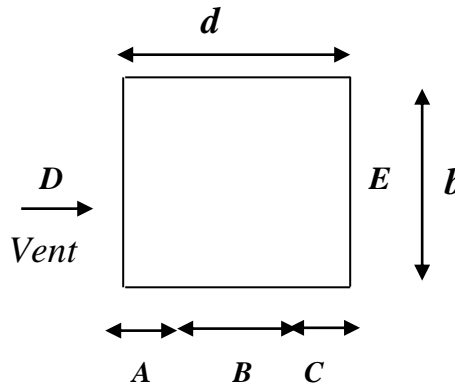
**Sens YY :**

$h=32.34\text{m}$  ;  $b=16.75\text{m}$  ;  $d=29.65\text{m}$

Donc :  $e=16.75\text{m}$

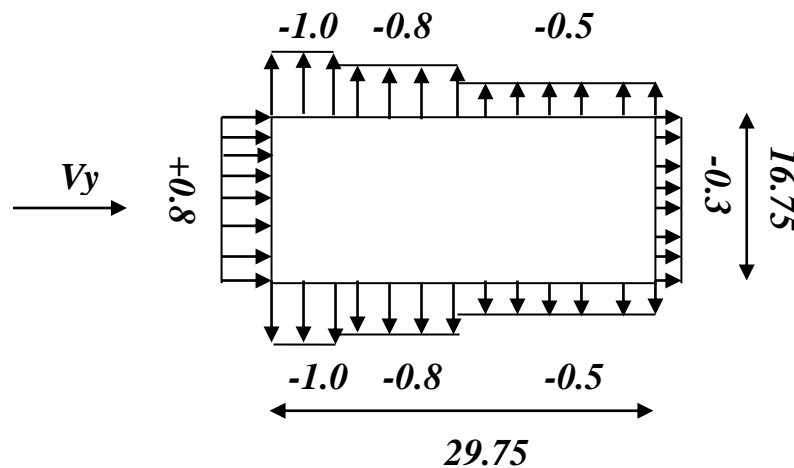


- Vue en élévation -



- Vue en plan -

Cas ou  $d > e$



**7.2) coefficient de pressions intérieures :** (RNV99 §2p78)

**Principe de définitions :**

On définit l'indice de perméabilité  $\mu_p$  comme suit :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

Les ouvertures considérées ici sont les orifices de toutes natures débouchant sur l'extérieur et au travers desquelles l'air peut circuler.

Pour une combinaison quelconque d'ouverture, les valeurs les plus défavorables doivent être prises en compte.

**8/Détermination de la force résultante :**

- 1) Le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments avec cloisons intérieures. Les valeurs suivantes doivent être utilisées :  $C_{pe} = +0.8$  et  $C_{pi} = -0.5$ .

**Tableau (a) :**

qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cdx	Cdy	Cpe- Cpi	qjx	qjy	Si <sub>xx</sub> m <sup>2</sup>	Si <sub>yy</sub> m <sup>2</sup>	Rxx(N)	Ryy(N)
733,5258	0,95	0,95	1,3	905,90441	905,9044	47,44	26,8	42976,1052	278,24 24
733,5258	0,95	0,95	1,3	905,90441	905,9044	47,44	26,8	42976,1052	278,24 24
733,5258	0,95	0,95	1,3	905,90441	905,9044	47,44	26,8	42976,1052	278,24 24
733,5258	0,95	0,95	1,3	905,90441	905,9044	47,44	26,8	42976,1052	278,24 24
733,5258	0,95	0,95	1,3	905,90441	905,9044	47,44	26,8	42976,1052	278,24 24
766,1413	0,95	0,95	1,3	946,1845	946,1844	47,44	26,8	44886,9926	357,74 25
824,4943	0,95	0,95	1,3	1018,2505	1018,250	47,44	26,8	48305,8012	289,11 27
875,6818	0,95	0,95	1,3	1081,4671	1081,467	47,44	26,8	51304,7968	983,32 28
921,362	0,95	0,95	1,3	1137,8821	1137,882	47,44	26,8	53981,1244	495,24 30
962,6672	0,95	0,95	1,3	1188,8940	1188,894	47,44	26,8	56401,1329	862,36 31
$\Sigma$								469760,374	265 378,96

$\Sigma R_{xx} = 46,976 (t)$

$\Sigma R_{yy} = 26,538 (t)$

- 2) Le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments avec cloisons intérieures. Les valeurs suivantes doivent être utilisées :  $C_{pe} = -1.00$  et  $C_{pi} = -0.5$ .
- 3)

**Tableau (b) :**

qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cdx	Cdy	Cpe-Cpi	qjx	qjy	Si <sub>xx</sub> m <sup>2</sup>	Si <sub>yy</sub> m <sup>2</sup>	Rxx(N)	Ryy(N)
733,526	0,95	0,95	0,5	348,425	348,425	47,44	26,8	16529,2712	337,78 9
733,526	0,95	0,95	0,5	348,425	348,425	47,44	26,8	16529,2712	337,78 9
733,526	0,95	0,95	0,5	348,425	348,425	47,44	26,8	16529,2712	337,78 9
733,526	0,95	0,95	0,5	348,425	348,425	47,44	26,8	16529,2712	337,78 9
733,526	0,95	0,95	0,5	348,425	348,425	47,44	26,8	16529,2712	337,78 9
766,141	0,95	0,95	0,5	363,917	363,917	47,44	26,8	17264,2279	752,98 9
824,494	0,95	0,95	0,5	391,635	391,635	47,44	26,8	18579,1543	495,81 10
875,682	0,95	0,95	0,5	415,949	415,949	47,44	26,8	19732,6142	147,43 11
921,362	0,95	0,95	0,5	437,647	437,647	47,44	26,8	20761,9709	728,94 11
962,667	0,95	0,95	0,5	457,267	457,267	47,44	26,8	21692,7434	254,75 12
$\Sigma$								180677,067	102 068,83

$\Sigma R_{xx} = 18,068 (t)$

$\Sigma R_{yy} = 10,207 (t)$

- 1) Le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments avec cloisons intérieures. Les valeurs suivantes doivent être utilisées :  $C_{pe} = -0.3$  et  $C_{pi} = -0.5$ .

**Tableau (c):**

qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cdx	Cdy	Cpe-Cpi	qjx	qjy	Si <sub>xx</sub> m <sup>2</sup>	Si <sub>yy</sub> m <sup>2</sup>	Rxx(N)	Ryy(N)
733,526	0,95	0,95	0,2	139,3699	139,3699	47,44	26,8	6611,70849	735,11 3
733,526	0,95	0,95	0,2	139,3699	139,3699	47,44	26,8	6611,70849	735,11 3
733,526	0,95	0,95	0,2	139,3699	139,3699	47,44	26,8	6611,70849	735,11 3
733,526	0,95	0,95	0,2	139,3699	139,3699	47,44	26,8	6611,70849	735,11 3
733,526	0,95	0,95	0,2	139,3699	139,3699	47,44	26,8	6611,70849	735,11 3
766,141	0,95	0,95	0,2	145,5668	145,5668	47,44	26,8	6905,69116	901,19 3
824,494	0,95	0,95	0,2	156,6539	156,6539	47,44	26,8	7431,66172	198,32 4
875,682	0,95	0,95	0,2	166,3795	166,3795	47,44	26,8	7893,04566	458,97 4
921,362	0,95	0,95	0,2	175,0588	175,0588	47,44	26,8	8304,78837	691,58 4
962,667	0,95	0,95	0,2	182,9068	182,9068	47,44	26,8	8677,09737	901,90 4
$\Sigma$								72270,8267	40 827,53

$\Sigma R_{xx} = 76.231 \text{ ( t )}$

$\Sigma R_{yy} = 43.065 \text{ ( t )}$

**NOTA :**

- 1- Par une simple comparaison des actions du vent par rapport à celle du séisme, on remarque que ces dernières sont plus importantes et pour cela on peut négliger l'effet du au vent.
- 2- Il en de même pour ce qui est de l'effet de la dilatation. Le bâtiment présente une longueur de 30 m, dépassant les 25 m prescrite par le règlement CBA 93, donc la justification à la dilatation s'avère nécessaire. Un bref passage à l'aide du logiciel Robot-bat nous a permis de constater que les efforts dus à la température sont beaucoup moins importants comparativement aux efforts apportés par le séisme, on a donc considéré que ces efforts peuvent être négligés d'autant plus que notre bâtiment est encadré sur ses deux extrémités par deux files de voiles rigides de chaque côté ne permettant pas de mouvement de ce genre.

## Etude sismique

---

### **IV.1. Introduction :**

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

### **IV.2. Objectif de l'étude dynamique :**

L'objectif initial d'étude dynamique d'une structure est de s'assurer qu'il n'y aura pas de risque de résonance en cas de séisme, et la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de vibrations libres amorties.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et d'éléments qui existent. C'est pour cela qu'on fait appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

### **IV.3. Méthode de calcul : RPA99 (Art. 4.1.1)**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- \* par la méthode statique équivalente.
- \* par la méthode d'analyse modale spectrale.
- \* par la méthode d'analyse dynamique par accéléra grammes.

#### **IV.3.1.Méthode statique équivalente :RPA99 (art. 4.1.2)**

##### **a- Principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal, les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

**b-Condition d'application de la méthode statique équivalent : (RPA99, 2003 art 4.1.2)**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

**a/** Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.

**b/** Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

**Zone I :**

- tous groupes.

**Zone IIa :**

- groupe d'usage 3.
- groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

**Zone IIb et III :**

- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

**IV.3.2. La méthode dynamique : (RPA99/Version 2003 Art4.1.3).**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismique représentés par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Pour offrir plus de performance, de capacité de calcul de vitesse d'exécution et de précision pour l'analyse dynamique ; on utilise le logiciel «ROBOT».

**IV.3.1 Classification de l'ouvrage selon : (RPA99/Version 2003 Art4.1.3).**

- ✚ Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de **Batna** donc en Zone **IIb**.
- ✚ Notre bâtiment est à usage d'habitation donc classé dans le Groupe 2.
- ✚ Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol **meuble** catégorie **S3**.

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99V2003, quant à l'application de la méthode statique équivalente.

- ✚ La hauteur de la structure :  $h = 32.60 > 23$  m (zone **IIb**)

**IV.3.2. Spectre de réponse de calcul.**

Le RPA99/version 2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \cdot \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \cdot \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \cdot \left( \frac{Q}{R} \right) \cdot \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta (1,25A) \cdot \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \cdot \left( \frac{Q}{R} \right) & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

Sa /g : Accélération spectrale

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad (4.3)$$

ξ(%): **pourcentage d'amortissement critique**; fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. **Tableau (4.2)RPA2003** .

On prend : ξ = 7                      η = √7/(2 + 7) = 0,882 ≥ 0,7

**R : coefficient de comportement global de la structure** donnée par le **Tableau (4.3)RPA2003**, en fonction de système de contreventement.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.Q : facteur de qualité.

Pour ce type de contreventement, on peut également utiliser la formule RPA99/version 2003 préconise (Art 4.2.4) :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L}} \right\}$$

**C<sub>T</sub>** : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

Il est donné par le tableau 4.6 (RPA 99), **C<sub>T</sub> = 0.05**

**H<sub>N</sub>** : hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

**L** : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

qu'il faut que la valeur de Tdyn calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur  $T_e = 0,05 \times (32^{\frac{3}{4}}) = 0.67sec$ .  
estimée par les méthodes empirique appropriées de plus de 30%.

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 32}{\sqrt{29.38}} = 0,56 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 32}{\sqrt{16.10}} = 0,72 \text{ sec}$$

**V. Modélisation :**

Notre structure est régulière en plan donc d’après l’article 4.3.2.b du RPA 99V2 003, page 44, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encasté à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure (notion de *diaphragme*).

**IV.1. Les dispositions des voiles :**

Les différentes variantes sont les suivants :

**a/ disposition la structure sans voile :**

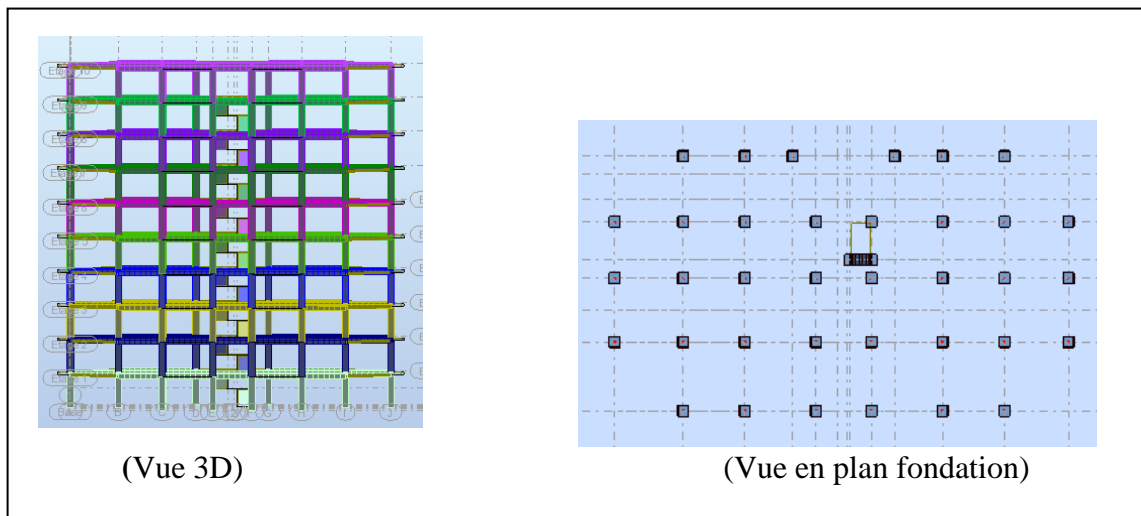


Figure 4.1

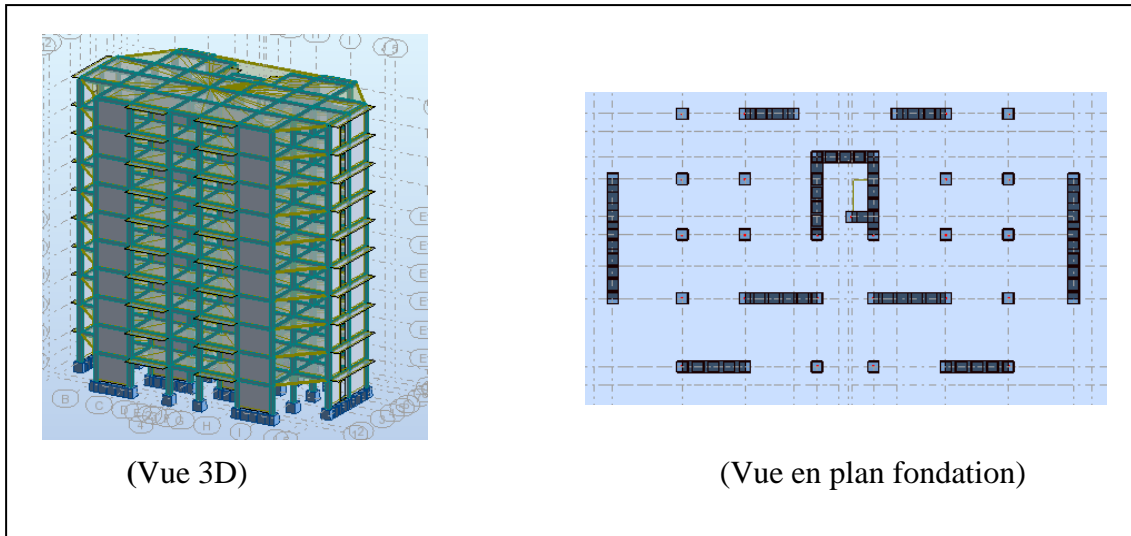
$$\begin{cases} T_x = 1,32 \text{ sec} & ; & T_y = 1,23 \text{ sec} \\ W = 4257.80 \text{ t} \end{cases}$$

On a :  $1,3 \times T_{ex} = 1,3 \times 0,56 = 0,73 < T_x \text{ (dyn)} = 1,32$  (la condition non vérifiée).

$1,3 \times T_{ey} = 1,3 \times 0,67 = 0,87 < T_y \text{ (dyn)} = 1,32$  (la condition non vérifiée).



**b/ disposition avec voile première propose :**



**Figure 4.1**

$$\begin{cases} T_x = 0.65 \text{ s} & ; & T_y = 0.63 \text{ s} \\ W = 4268.30 \text{ t} \end{cases}$$

On a :  $1,3 \times T_{ex} = 1,3 \times 0.56 = 0.73 > T_x \text{ (dyn)} = 0.65$  (la condition vérifiée).

$1,3 \times T_{ey} = 1,3 \times 0.67 = 0.87 > T_y \text{ (dyn)} = 0.63$  (la condition vérifiée).

**Tableau 2 : les efforts réduits sur les poteaux et les voiles.**

FX [T]	FX sur les poteaux [T]	FY [T]	FY sur les poteaux [T]	FZ [T]	FZ sur les voiles [T]
<b>442,99</b>	<b>129,59</b>	<b>412,52</b>	<b>95,09</b>	<b>-48461.44</b>	<b>-20541.82</b>

$$\frac{Fz \text{ voile}}{Fz \text{ total}} = \frac{-20541.82}{-48461.44} = \mathbf{0,4239} = 42\% > 20\%$$

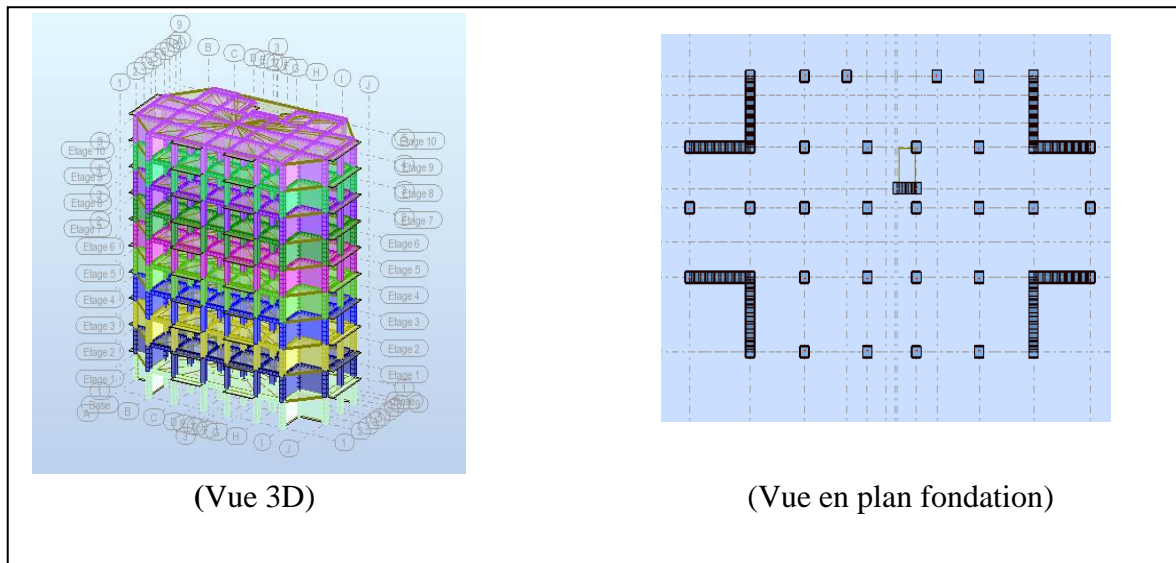
**Selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) :**

- ✚ Système de contreventement portique par voile, coefficient de comportement global de la structure (**R=3.5**) vois le **Tableau (4.3) RPA2003**.

**Remarque :**

- 1/ dans le 1<sup>ere</sup> cas en a vu que la période  $T_{xdyn}$  et  $T_{ydyn} > (1.3 \times T_{eg})$
- 2/ dans le 2<sup>eme</sup> cas en a vu qu'il y a plus de voile et la structure ne pas économie au choisir un autre cas plus économie.

**c/ disposition avec voile première propose :**



**Figure 4.1**

$$\begin{cases} T_x = 0.71s & ; & T_y = 0.65 s \\ W = 4678,86 t \end{cases}$$

On a :  $1,3 \times T_{ex} = 1,3 \times 0.56 = 0.73 > T_x \text{ (dyn)} = 0.71$  (la condition vérifiée).

$1,3 \times T_{ey} = 1,3 \times 0.67 = 0.87 > T_y \text{ (dyn)} = 0.65$  (la condition vérifiée).

**\* Représentations des résultats de la méthode modale spectral et commentaires.**

On a prit en considération le plan d'architecture et le nombre minimale des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment, la disposition des voiles adoptée est indiquée à la figure suivante :

Après l'analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous.

- ◆ **C<sub>T</sub>** : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.  
Il est donné par le tableau 4.6 (RPA 99)

**Tableau. IV.1: Périodes et facteurs de participation massique du modèle.**

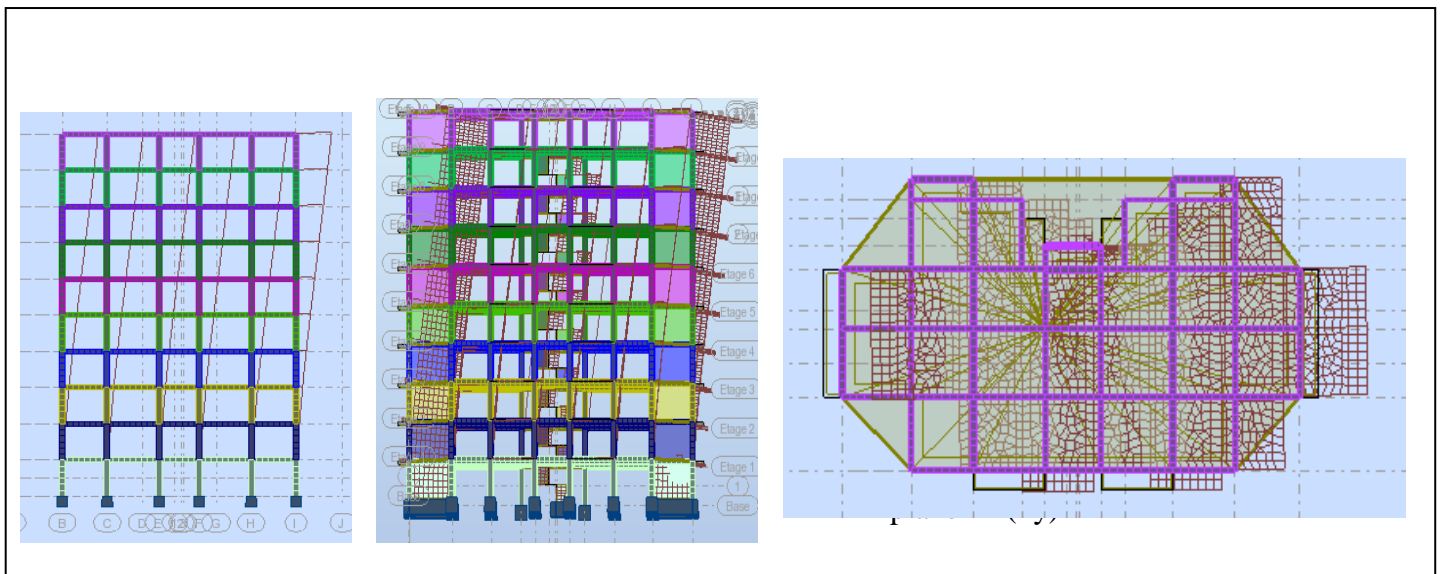
Mode	Période	Facteurs de Participation Massique (en%)				Nature
		U <sub>X</sub>	U <sub>Y</sub>	ΣU <sub>X</sub>	ΣU <sub>Y</sub>	
1	0,71	68,88	0,00	68,88	0,00	Trans.X
2	0,65	0,00	70,15	68,88	70,15	Trans.Y
3	0,55	0,12	0,00	69,01	70,15	Torsion
4	0,17	18,75	0,00	87,75	70,15	/
5	0,17	0,00	17,91	87,76	88,06	/
6	0,14	0,05	0,00	87,80	88,06	/
7	0,08	6,03	0,01	93,83	88,07	/
8	0,08	0,01	5,95	93,84	94,01	/
9	0,07	0,02	0,00	93,87	94,01	/
10	0,05	2,66	0,02	96,53	94,03	/

- ◆ Le premier et le deuxième mode sont des modes de translation suivant les axes (yy') et (xx')m successivement.
- ◆ Le troisième mode c'est un mode de torsion pure.
- ◆ Il faut (08) modes pour attendre les 90% de participation de masse modale exigée par le RPA 2003/version (Art 4,3.4).

**\*Les schémas des trois premiers modes de vibration.**

- ◆ Les trois premiers modes de vibration engendrés de cette disposition des voiles :

- **Premier mode de vibration** : des translations suivant les axes (xx')



**Fig.IV.2: Premier mode de vibration (xx')(T1=0,71)**

- **Deuxième mode de vibration** : des translations suivant les axes ( $yy'$ )

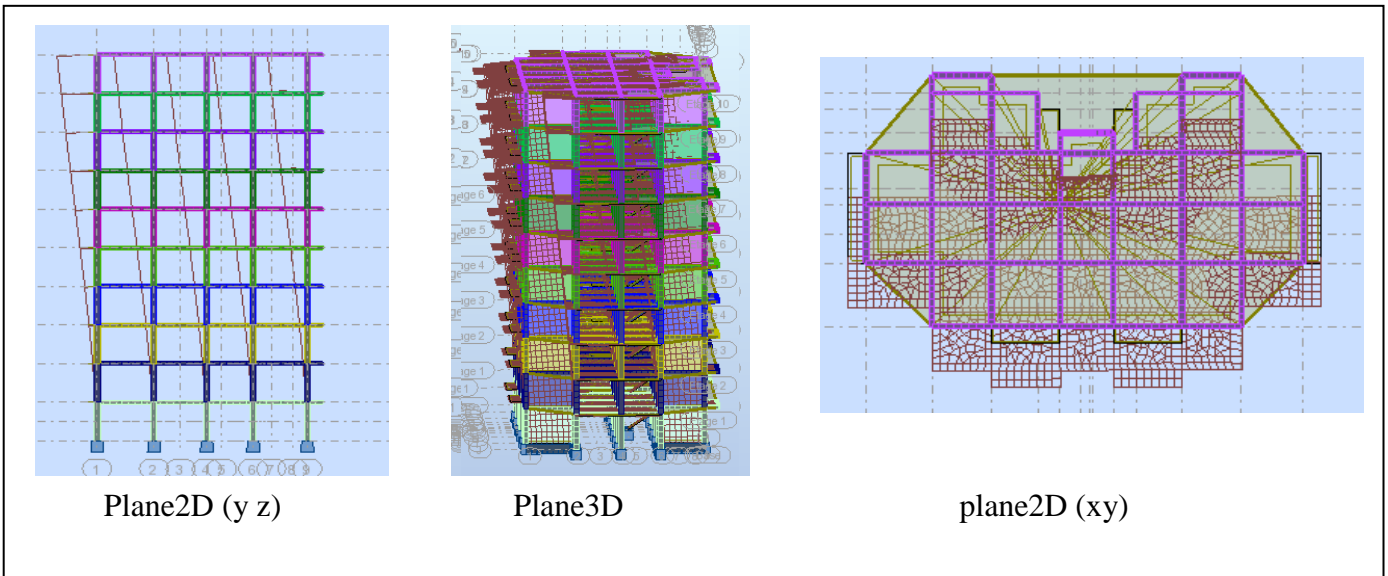


Fig.IV.2: Deuxième mode de vibration ( $yy'$ )( $T_2=0,65$ )

- **Troisième mode de vibration torsion**

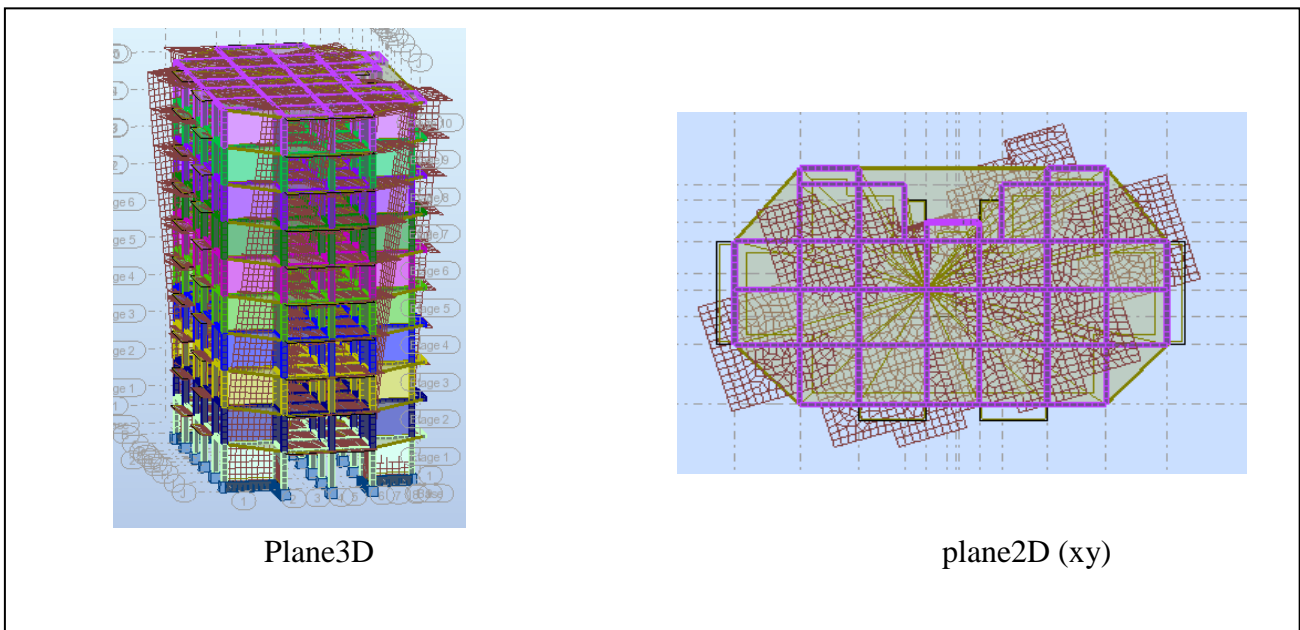


Fig.IV.2: Troisième mode de vibration torsion

**IV.3. Vérification du système de contreventement.****Tableau 2 : les efforts réduits sur les poteaux et les voiles.**

FX [T]	FX sur les poteaux [T]	FY T]	FY sur les poteaux [T]	FZ [T]	FZ sur les voiles T]
<b>400.18</b>	<b>132.58</b>	<b>385.10</b>	<b>117,59</b>	<b>-5184,97</b>	<b>-1033,3</b>

3.1. L'effort Normal repris par les voiles RPA 99/version2003 :

$$\frac{N(Fz) \text{ voile}}{N(Fz) \text{ total}} = \frac{-1033,3}{-5184,97} = \mathbf{0,1993} < 20 \%$$

3.2. L'effort tranchent repris par les poteaux RPA 99/version 2003 :

$$\frac{F_{xpoteau}}{F_{xtotal}} = \frac{132,58}{400,18} = \mathbf{0,331} = 33 \% \geq 25 \%$$

$$\frac{F_{ypoteau}}{F_{ytotal}} = \frac{117,59}{385,10} = \mathbf{0,3053} = 31\% \geq 25 \%$$

**Conclusion :**

Le Système de contreventement est mixte et le facteur de comportement R=5

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc notre système de contreventement est mixte (portiques-voiles).

**IV.5. Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent :**

- ◆ D’après l’art 4.2.3 de RPA99/version 2003, la force sismique totale V qui s’applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W$$

- ◆ **A** : coefficient d’accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d’usage du bâtiment. Dans notre cas, on est dans une Zone de type **IIb** et un Groupe d’usage **2**.

**Tableau. IV.3:** coefficient d'accélération de zone A

Groupe D’usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
<b>1A</b>	0,15	0.25	0.30	0.40
<b>1B</b>	0.12	0.20	0.25	0.30
<b>2</b>	0.1	<b>0,15</b>	<b>0.20</b>	0.25
<b>3</b>	0.07	0.10	0.14	0.18

Nous trouverons : **A = 0.20**

- ◆ **D** : est un facteur d’amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur d’amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

- ◆ Avec  $T_2$  : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7** du RPA99/ version 2003, (site meuble  $S_3$ ) :  **$T_2(S_3) = 0.5\text{sec}$**

$\eta$  : Facteur de correction d’amortissement donnée par la formule.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

Où  $\xi(\%)$  est le pourcentage d’amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l’importance des remplissages.

$\xi$  est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 :  **$\xi = 7 \%$**

**Tableau. IV.4 :** Valeur de  $\xi(\%)$  RPA 99/version2003

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/ maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

D'où  $\eta = 0,882 > 0.7$

$\eta = 0,882$

**\*Estimation de la période fondamentale.**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens longitudinal : } T_x = 0.72 \text{ sec } \dots \dots (T_2 \leq T_x \leq 3,0) \\ \text{Sens transversal : } T_y = 0.87 \text{ sec } \dots \dots (T_2 \leq T_Y \leq 3,0) \end{array} \right.$$

$$D = \left\{ \begin{array}{l} D_x = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0.5}{0.71}\right)^{2/3} \\ D_y = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0.5}{0.85}\right)^{2/3} \end{array} \right.$$

$$D = \left\{ \begin{array}{l} D_x = 1.745 \\ D_y = 1.548 \end{array} \right.$$

- **R** : coefficient de comportement de la structure, donné par le tableau 4.3 (RPA99)

Pour une structure mixte portiques voiles avec interaction => **R = 5**

- **Q** : est le facteur de qualité est fonction de :

Sa valeur est déterminé par la formule : **Q = 1 + Σ P<sub>q</sub>**

**Tableau. 4.4 :** Valeurs des pénalités  $P_q$ , RPA 99/version2003

Critère q »	$P_q$		
	Observé	N/observé	condition
<b>1. Conditions minimales sur les files de contreventement</b>	✓ 0	0,05	observé
<b>2. Redondance en plan</b>	✓ 0	0,05	observé
<b>3. Régularité en plan</b>	0	0,05	N. observé
<b>4. Régularité en élévation</b>	✓ 0	0,05	observé
<b>5. Contrôle de la qualité des matériaux</b>	0	0,05	N. observé
<b>6. Contrôle de la qualité de l'exécution</b>	0	0,10	N. observé

Valeurs des pénalités  $P_q = 0.2$

le facteur de qualité est:  $Q = 1.2$

- $W$  : poids total de la structure.

$W$  est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i) .

$$W = \sum w_i ; \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes

$W_{Qi}$  : la charge d'exploitation

$\beta$  : coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA)

Pour un bâtiment d'habitation  $\Rightarrow \beta = 0.20$

Donc à chaque niveau :  $W_i = W_{Gi} + 0,2W_{Qi}$

Donc :  $W = \sum w_i = 4705.06$  (T)

**Résumé des résultats :**

**Tableau. IV.6:** les résultats des forces sismiques

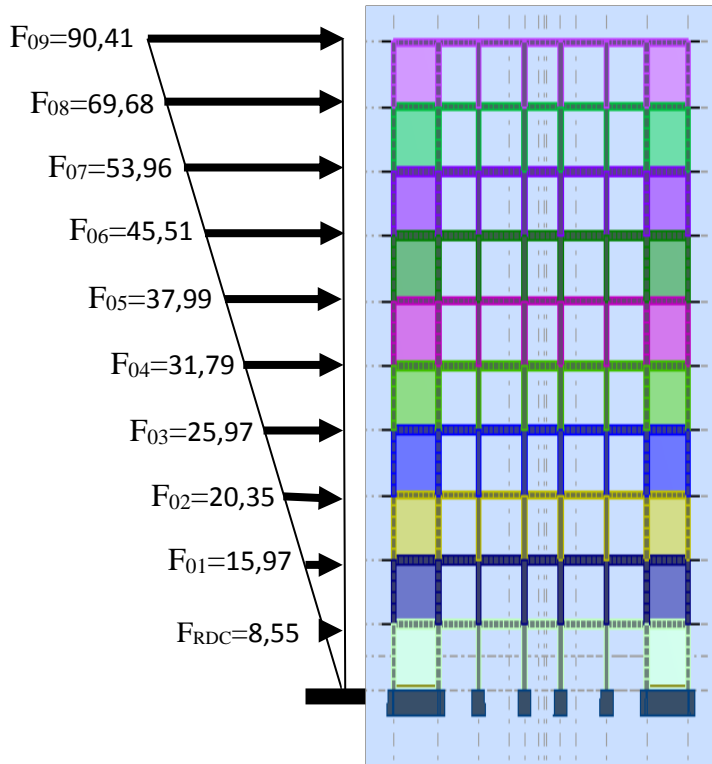
Sens	A	D	R	Q	W(kg)	$V_{dyn}(t)$	$V_{st}$ (kn)	$0,8V_{st}$	
Longitudinale (X-X)	0,2	1,75	5	1,2	4705.06	400.18	395,225	316,180	C.V
Transversale (Y-Y)	0,2	1,55	5	1,2	4705.06	385,10	350,056	280,045	C.V

Donc :  $V_{dyn} > 0,8 \times V_{stat}$  (RPA99 art 4.3.6)  $\Rightarrow$  Condition vérifier

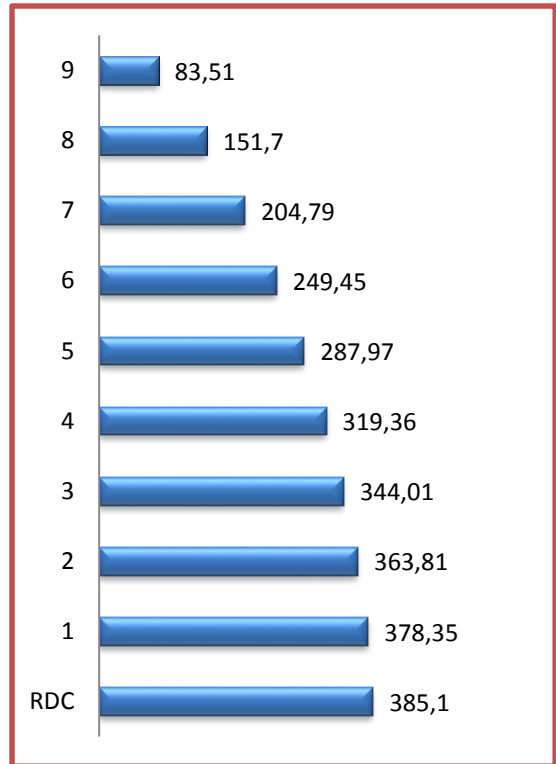


**Sens X :**

**Force sismique par niveau [T]**

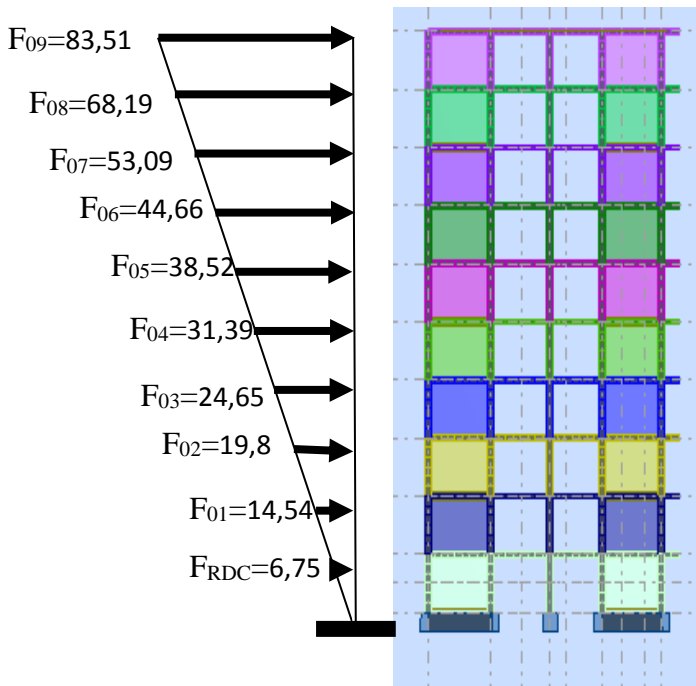


**Effort tranchant par niveau [T]**

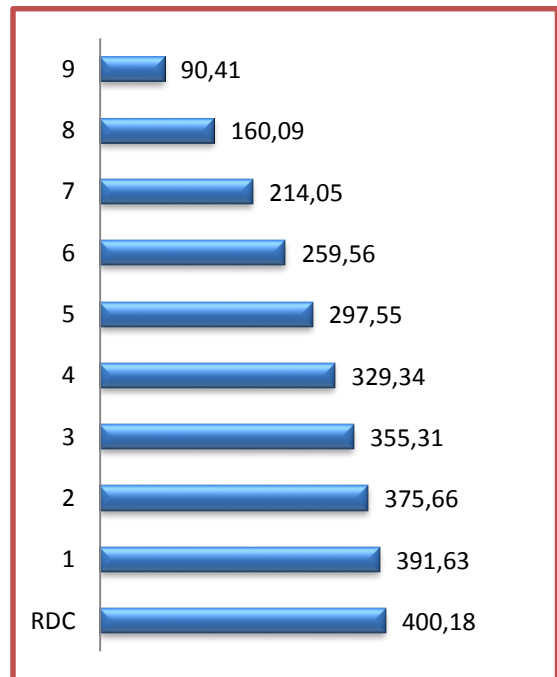


**Sens Y :**

**Force sismique par niveau [T]**



**Effort tranchant par niveau [T]**



**IV.6. Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :**

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes:(art 4.2.5RPA99)

$$V = F_t + \sum F_i$$

F<sub>t</sub> : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0,07 \cdot T \cdot V & \text{si } T > 0,7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

Les forces F<sub>i</sub> sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \left[ \frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum (W_j \cdot h_j)} \right]$$

Avec :

F<sub>i</sub> : effort horizontal revenant au niveau i

h<sub>i</sub> : niveau du plancher où s'exerce la force i

h<sub>j</sub> : niveau d'un plancher quelconque.

W<sub>i</sub> ; W<sub>j</sub> : poids revenant au plancher i ; j

**IV.7. Vérification les déplacements :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

δ<sub>ek</sub> : Déplacement dû aux forces sismique F<sub>i</sub>

R : coefficient de comportement = 5

Δ<sub>k</sub> : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à Δ<sub>k</sub>=δ<sub>k</sub>-δ<sub>k-1</sub>

Nous allons relever à l'aide de Robot les déplacements à chaque niveau (EX et EY).

**Tableau. IV.7 : Déplacements absolus pour les deux directions principales.**

Etage	δ <sub>kx</sub> (cm)	Δ <sub>x(cm)</sub> = δ <sub>k</sub> - δ <sub>k-1</sub>	δ <sub>ky</sub> (cm)	Δ <sub>y(cm)</sub> = δ <sub>k</sub> - δ <sub>k-1</sub>
RDC	0,4	0,4	0,3	0,3
1	1,1	0,7	0,9	0,6
2	2,0	0,9	1,7	0,8
3	3,1	1,1	2,6	0,9
4	4,3	1,2	3,6	1,0
5	5,6	1,3	4,6	1,0
6	6,9	1,3	5,6	1,0
7	8,2	1,3	6,6	1,0
8	9,4	1,2	7,6	0,9
9	10,6	1,2	8,4	0,9

**Donc:**Δ<sub>1</sub>, Δ<sub>2</sub>,..... Δ<sub>RDC</sub> sont inférieurs à Δ<sub>adm</sub>=1%(h) = 1%(3,20) = 0,0320m=3.20cm.

**IV.8. Caractéristique géométrique et massique :**

**a/centre de masse :**

**Définition :**

Le centre de masse d'un niveau considéré est simplement le centre de gravité de la structure, on peut dire aussi qu'il est calculé le point d'application de la résultante des

Efforts horizontaux extérieurs (vents ; séisme).il est calcule comme étant le barycentre des masses de structure dont les coordonnées sont données par rapport à un repère (globale) de la structure (XOY) par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum M_i \cdot x_i}{\sum M_i} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \cdot y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

$M_i$  : masse de l'élément considéré.

$X_i$  : cordonnés du centre de gravité de l'élément  $i$  par rapport au repère  $(x, o, y)$ .

$Y_i$  : cordonnés du centre de gravité de l'élément  $i$  par rapport au repère  $(x, o, y)$ .

**b/centre de torsion :**

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités de l'ensemble des éléments constituant le contreventement de la structure, autrement dit c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles et des poteaux.

- Si le centre de torsion et le centre de masse se confondent ; les efforts horizontaux (séisme , vent...etc.) ne provoquent qu'une translation sur la structure.
- -Si les deux centres sont excentrés la résultante provoque une translation et une rotation ce qui nous ramène à tenir compte dans les calculs un effort tranchant supplémentaire.

La position du centre de torsion se détermine à partir les formules suivantes :

$$X_{CT} = \frac{\sum I_{XJ} X_J}{\sum I_{XJ}} \quad Y_{CT} = \frac{\sum I_{YJ} Y_J}{\sum I_{YJ}}$$

**Tableau. IV.8:** Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.

	W [t]	Position du centre de masse		Position du centre de Torsion	
		X <sub>G</sub> (m)	Y <sub>G</sub> (m)	X <sub>CR</sub> (m)	Y <sub>CR</sub> (m)
RDC	4776,11	14,75	7,85	14,83	8,17
1	4776,11	14,75	7,85	14,83	8,17
2	4776,11	14,75	7,85	14,83	8,17
3	4776,11	14,75	7,85	14,83	8,17
4	4776,11	14,75	7,85	14,83	8,17
5	4776,11	14,75	7,85	14,83	8,17
6	4776,11	14,75	7,85	14,83	8,17
7	4776,11	14,75	7,85	14,83	8,17
8	4776,11	14,75	7,85	14,83	8,17
9	4776,11	14,75	7,85	14,83	8,17

**c-excentricite :**

**c-excentricité :**

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, donnée par les formules suivant :

$$e_x = |X_{CT} - X_{CM}|$$

$$e_y = |Y_{CT} - Y_{CM}|$$

Le tableau suivant résume les résultats :

**Tableau. IV.9 : L'excentricité**

Nom	Masse [t]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [tm2]	Iy [tm2]	Iz [tm2]	ex0 [m]	ey0 [m]
Etage 1	469,85	14,74 7,83 1,60	14,83 8,17 2,63	11229,89	35441,30	46671,19	0,09	0,34
Etage 2	469,85	14,74 7,83 4,80	14,83 8,17 5,83	11229,90	35441,29	46671,19	0,09	0,34
Etage 3	470,66	14,75 7,85 8,00	14,83 8,17 9,03	11293,89	35530,67	46824,57	0,08	0,32
Etage 4	470,66	14,75 7,85 11,2	14,83 8,17 12,2	11293,89	35530,67	46824,57	0,08	0,32
Etage 5	470,66	14,75 7,85 14,4	14,83 8,17 15,4	11293,89	35530,67	46824,57	0,08	0,32
Etage 6	470,66	14,75 7,85 17,6	14,83 8,17 18,6	11293,89	35530,67	46824,57	0,08	0,32
Etage 7	470,66	14,75 7,85 20,8	14,83 8,17 21,8	11293,89	35530,67	46824,57	0,08	0,32
Etage 8	470,66	14,75 7,85 24,0	14,83 8,17 25,0	11293,89	35530,67	46824,57	0,08	0,32
Etage 9	470,66	14,75 7,85 27,2	14,83 8,17 28,2	11293,90	35530,65	46824,55	0,08	0,32
Etage 10	470,74	14,75 7,93 30,4	14,83 8,15 31,4	10811,10	35113,37	45924,46	0,08	0,22

**d-L'excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par le **RPA 99V2003** (art4.2.7) est de **5%** de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

- $e_{ax}=0.05 L_x$  avec :  $L_x= 29.38$  m  $e_{ax}= 0.09$ m
- $e_{ay}=0.05 L_y$  avec :  $L_y= 16.10$  m  $e_{ay}= 0.34$ m

L'excentricité a prendre dans le calcul :

- $e_x= 1.47$  m
- $e_y= 0.81$  m

**IV.9. Justification de l'effort P-Δ :**

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

L'article 5.9 du RPA99/version2003 page (53-54)

$$\Theta = \frac{PK \cdot \Delta K}{VK \cdot hK} \leq 0,10$$

**P<sub>k</sub>** : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus de niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

**V<sub>k</sub>** : effort tranchant d'étage au niveau k.

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

$h_k$  : hauteur de l'étage k.

**Tableau. IV.10: Vérification de l'effet P- $\Delta$  pour le sens longitudinal**

Etage	$W_t$ ( T )	$\Delta_x$	$V_x$ ( T )	H(m)	$\Theta$	Vérification
RDC	4705,06	0,4	400,18	3,2	0,014696699	vérifier
1	4235,21	0,7	391,63	3,2	0,023656313	vérifier
2	3765,36	0,9	375,66	3,2	0,028190585	vérifier
3	3294,7	1,1	355,31	3,2	0,03187507	vérifier
4	2824,04	1,2	329,34	3,2	0,032155675	vérifier
5	2353,38	1,3	297,55	3,2	0,032131091	vérifier
6	1882,72	1,3	259,56	3,2	0,029467368	vérifier
7	1412,06	1,3	214,05	3,2	0,026799784	vérifier
8	941,4	1,2	160,09	3,2	0,022051658	vérifier
9	470,66	1,2	90,41	3,2	0,0195219	vérifier

**Tableau IV.11: Vérification de l'effet P- $\Delta$  pour le sens transversal**

Etage	$W_t$ ( T )	$\Delta_y$	$V_y$ ( T )	H(m)	$\Theta$	Vérification
RDC	4705,06	0,3	385,10	3,2	0,011454152	vérifier
1	4235,21	0,6	378,35	3,2	0,020988552	vérifier
2	3765,36	0,8	363,81	3,2	0,025874495	vérifier
3	3294,7	0,9	344,01	3,2	0,026936263	vérifier
4	2824,04	1,0	319,36	3,2	0,027633783	vérifier
5	2353,38	1,0	287,97	3,2	0,025538468	vérifier
6	1882,72	1,0	249,45	3,2	0,023585889	vérifier
7	1412,06	1,0	204,79	3,2	0,021547378	vérifier
8	941,4	0,9	151,70	3,2	0,017453444	vérifier
9	470,66	0,9	83,51	3,2	0,015851171	vérifier

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA version 2003 est vérifiée

**IV.10. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :**

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$$

Mr : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

Ms : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times \frac{L}{2}$$

W : le poids total de la structure

**\*Sens longitudinal :**

**Tableau. IV.12:** moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(X)

Etage	Fi (T)	hi (m)	Fi × hi
RDC	8,55	3,2	27,36
1	15,97	6,4	102,208
2	20,35	9,6	195,36
3	25,97	12,8	332,416
4	31,79	16	508,64
5	37,99	19,2	729,408
6	45,51	22,4	1019,424
7	53,96	25,6	1381,376
8	69,68	28,8	2006,784
9	90,41	32	2893,12
Σ			9196,096

**Verifications:**

$$M_S = 4776,11 \times \left(\frac{29,38}{2}\right) = 70161,0559 \text{ T.m}$$

$$M_r = 9196,096 \text{ T.m}$$

$$\frac{M_s}{M_{Rx}} = \frac{70161,0559}{9196,096} = 7,629 > 1,5 \Rightarrow \text{Condition Vérifier}$$

➤ **Sens transversal :**

**Tableau. IV.13:** moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (Y)

Etage	Fk (T)	hi (m)	Fi × hi
RDC	6,75	3,2	21,6
1	14,54	6,4	93,056
2	19,8	9,6	190,08
3	24,65	12,8	315,52
4	31,39	16	502,24
5	38,52	19,2	739,584
6	44,66	22,4	1000,384
7	53,09	25,6	1359,104
8	68,19	28,8	1963,872
9	83,51	32	2672,32
Σ			8857,76

**Vérifications :**

$$M_s = 4776,11 \times \left(\frac{16.10}{2}\right) = 38447.6855 \text{ T.m}$$

$$M_r = 8857,76 \text{ T.m}$$

$$\frac{M_s}{M_{Rx}} = \frac{38447.6855}{8857,76} = 4,341 > 1,5 \Rightarrow \text{Condition Vérifier}$$

**IV.12. Conclusion :**

Après toutes ces vérifications on peut dire que notre structure est une structure parasismique.

Les résultats obtenus pour le logiciel ROBOT 2018 (différentes sollicitations des éléments principaux) seront utilisés pour calculer les armatures de ces éléments ce qui va venir dans notre prochain chapitre (calcul des éléments principaux).

## V – Les combinaisons d’actions

---

### 1-Introduction :

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d’exploitation ainsi qu’aux actions sismiques.

Leur ferrailage doit être réalisé de manière à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

La réglementation en vigueur « **BAEL 91** » et « **RPA 99** » nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

### 2- Pour le portique :

#### I-LES POTEAUX :

- Sollicitation du 1<sup>ère</sup> genre courante : BAEL
  - ELU :  $1,35 G + 1,5 Q$
  - ELS :  $G + Q$
  
- Sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre courante : RPA99 [13]
  - $G + Q + 1,2 E$

Cette combinaison donne un effort normal maximal et un moment correspondant ( $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$ ).

- $0,8 G \pm E$

Cette combinaison donne un effort normal minimum et un moment correspondant ( $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$ ).

#### II-LES POUTRES :

- Sollicitation du 1<sup>ère</sup> genre courante : BAEL
  - ELU :  $1,35 G + 1,5 Q$
  - ELS :  $G + Q$



- **Sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre courante** : RPA99 [13]

- $G + Q + E$

Cette combinaison donne un moment négatif maximal en valeur absolu sur les appuis.

- $0,8 G \pm E$

Elle donne un moment négatif ou positif minimum en valeur absolu sur les appuis.

### **III-LES VOILES :**

- **Sollicitation du 1<sup>ère</sup> genre courante** : BAEL

- ELU :  $1,35 G + 1,5 Q$

- ELS :  $G + Q$

- **Sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre courante** : [13]

- $G + Q + E$

- $0,8 G \pm E$

### **IV-LES FONDATIONS :**

- **Semelle isolée sous poteau** : [13]

- Sollicitation du 1<sup>ère</sup> genre courante : BAEL

- \*  $G + Q$

- Sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre courante :

- \*  $G + Q + E$  (pour la vérification des contraintes du sol).

- \*  $0,8 \pm E$  (pour la vérification de la stabilité).

- **Semelle sous voile** :

- Sollicitation du 1<sup>ère</sup> genre courante : BAEL

- \*  $G + Q$

- Sollicitation du 2<sup>ème</sup> genre courante :

- \*  $G + Q + E$  (pour la vérification de la contrainte maximale dans le sol).

- \*  $0,8 \pm E$  (pour la vérification du soulèvement du voile).

Dans notre étude, nous avons utilisé le logiciel ETABS 8.1 pour déterminer les sollicitations M.N.T (voir l'annexe).

**3-ETAT LIMITE ULTIME DE RESISTANSE : BAEL91 (art A.4.3)**

Les sections soumises à un effort normal de compression sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de résistance de forme en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e_t = e_1 + e_2$$

Cependant il est possible de tenir compte des effets du second ordre de façon forfaitaire lorsque :  $L_f/h \leq \max(15, 20 \frac{e_1}{h})$

Avec : **h** : la hauteur totale de la structure dans la direction du flambement.

**e<sub>1</sub>** : excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales ;

y compris l'excentricité additionnelle.  $e_1 = \frac{M}{N} + e_a$

**e<sub>a</sub>** : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques des efforts appliqués.  $e_a = \max(2\text{cm}, L/250)$

$e_a = \max(2\text{cm}, 320/250) \rightarrow e_a = 0,02 \text{ m.}$

**e<sub>2</sub>** : excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3 \cdot (l_f)^2}{10^4 \cdot h} \cdot (2 + \alpha \cdot \Phi)$$

**l** : hauteur totale du Poteau.

**α** : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1, on supposera

$$\alpha = 0,5. [9]$$

**Φ** : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égale à 2.

$$l_f = 0,7l = 0,7 \times 3,2 = 2,24 \text{ m.}$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot (2.24)^2}{10^4 \times 0.50} \cdot (2 + 0.5 \times 2) = 0.009032$$

### V.1.Ferraillage des éléments porteurs

#### V-1 Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « **N** » et à un moment de flexion « **M** » dans les deux sens longitudinales. Transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « **ELU** » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

#### V-1-2. Caractéristiques mécanique des matériaux :

Tableaux V.1 :

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeF400)		
	$\gamma_b$	$F_{c28}$ (Mpa)	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$	$F_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<b>Durable</b>	1.5	25	14.167	1.15	400	348
<b>Accidentelle</b>	1.1 5	25	21.73	1	400	400

#### V-1-3- Combinaison des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

\* Selen BAEL 91

- ELU ..... 1.35 G + 1.5 Q

- ELS .....G + Q

\* Selen RPA 2003 (Art 5.2) : (situation accidentelle)

G + Q + 1.2 E

0.8G ± E

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- Effort normal.

- Effort tranchant.
- Moment fléchissant.

Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée à l' E.L.U.

#### V-1-4-CALCUL DE FERRAILLAGE :

Dans le calcul de ferrailage, on considère le poteau le plus sollicité.

##### 4-1-Armatures Longitudinales :

Une section soumise à la flexion composée est dite partiellement comprimée si :

- Le centre de pression « c » se trouve à l'extérieure du segment limité par les armatures, et N est un effort de compression.
- Le centre de pression « c » se trouve à l'intérieure du segment limité par les armatures, et N est un effort de compression et la condition suivante est vérifiée :

$$\underbrace{N(d - c')}_{(i)} < \underbrace{\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b \times h^2 \bar{\sigma}_b}_{(ii)}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_u \times e$$

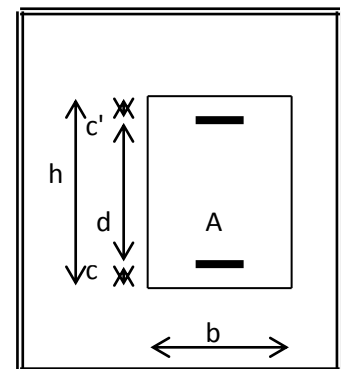
$$M_1 = M_{\text{corrigé}} + N \left( e_t + d - \frac{h}{2} \right)$$

##### ➤ Calcul Des Armatures A La Flexion Simple :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2}$$

$$\mu < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A'_f = 0 \quad (\text{section simplement armée})$$

$$A_f = \frac{M_1}{\beta \times d \times \sigma_s}$$



➤ **Calcul Des Armatures A La Flexion Composée :**

$A' = A'_f$  (Armatures comprimées)

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} \quad (\text{Armatures tendues})$$

Si :  $A \leq 0$  et  $A' = 0$  : théoriquement, aucune armature n'est nécessaire. Il faut prévoir des armatures minimales.

Si :  $A \leq 0$  et  $A' \neq 0$  :

$$0.4 y^2 - c'.y + \frac{N(e + c' - d)}{80 \cdot \bar{\sigma}_b \cdot b} = 0$$

$$A' = \frac{N - 80 \cdot \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot y}{100 \cdot \sigma'_s} \quad ; \quad A = 0$$

**\* Recommandation de la (RPA 2003) :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets

\* Leur pourcentage minimale sera de 0.9 % (zone IIb).

\* Leur pourcentage maximal sera de 4 % en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

\* La longueur minimale de recouvrement est de  $50 \Phi$  (zone IIb)

\* La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 20cm (zone IIb).

\* Les jonctions par recouvrement doivent être faite si possible à l'extérieure des zones nodales (zones critiques)

$$h' = \text{Max} (h_e / 6, b, h_1, 60\text{cm})$$

**\* BAEL91 :**

$$1/ \text{Condition de non fragilité (flexion composé): } A_{\min}^{BAEL} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_0 - 0,45 \times d}{e_0 - 0,185 \times d} \quad (\text{A.4.2})$$

$$2/ \text{Le pourcentage minimal d'armature : } A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b \dots\dots (\text{B.6.4})$$

**4.2. Armatures transversales : (RPA 2003, Art 7.4.2.2)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_U}{h \times f_e}$$

$v_u$  : effort tranchant de calcul.

$h$  : hauteur total de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$\rho_a = 2.50$  Si l'élançement géométrique  $\geq 5$ .

$\rho_a = 3.75$  Si l'élançement géométrique  $< 5$ .

$f_e = 400$  Mpa.

$t$  : espacement des armatures transversales :

$t \leq 10$  cm en zone nodal. (Zone IIb)

$t' \leq \text{Min} (b_1/2 \cdot h_1/2 \cdot 10\Phi)$  en zone courante, avec  $\Phi$  diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures minimale ( $A_t/b_1t$  %) est donnée par :

0.3 % si  $\lambda_g \geq 5$

0.8 % si  $\lambda_g \leq 3$

Par l'interpolation si  $3 < \lambda_g < 5$

Avec :  $\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$  avec  $a$  et  $b$  sont les dimensions de la section du poteau.

$a$  et  $b$  : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau ( $l_f = 0.7 L$ )

- BAEL91 : (art A.8.1,3)

1/ Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

2/ leur espacement :

$St \leq \text{min} (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

**V.1.5-FERRAILLAGE DU POTEAU LE PLUS SOLLICITE :****5-1-Armatures Longitudinales :**

- **La combinaison 1,35G+1,5Q : (ELU)**

Notre ferraillage des poteaux est devisé aux zones suivantes :

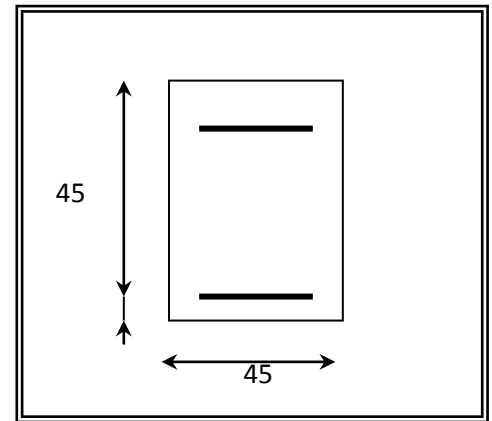


Fig-V-1

EFFORTS NIVEAUX	ELU		0.8G ± E		G + Q + 1.2E		ELS	
	$N_{max}$ (KN)	$M_{core}$ (KN.m)	$N_{min}$ (KN)	$M_{core}$ (KN.m)	$N_{core}$ (KN.m)	$M_{max}$ (KN)	$N_{max}$ (KN)	$M_{core}$ (KN.m)
SS...9 <sup>em</sup> étage	2295,4588	82,7200	- 1562,83	-116,028	2941,0956	149,2411	1672,6743	60,2974

**\* Ferrailage longitudinal :**

$c = c' = 3 \text{ cm}$  ;  $S = 50 \times 45 \text{ (cm}^2\text{)}$  ; acier  $F_e E400$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ .

$\sigma_{bc} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b = 14.17 \text{ Mpa}$  ;  $l = 3.06\text{m}$  : hauteur totale du Poteau.

$N_{max} = 2295458,8 \text{ N}$  ;  $M_{corr} = 82720\text{N.m}$  ; la combinaison (1.35 G+1.5 Q)

$M_{MAX} = 59420 \text{ N.m}$  ;  $N_{cor} = 1601250 \text{ N}$  ; la combinaison (G+Q+1.2E)

$N_{min} = 269960 \text{ N}$  ;  $M_{corr} = - 7580 \text{ N.m}$  ; la combinaison (0.8G ± E)

- **1<sup>er</sup> cas** : la combinaison (1.35 G + 1.5 Q)

$$L_f/h \leq \max \left( 15, 20 \frac{e_1}{h} \right)$$

Niveau	h (cm)	$L_f/h$	$20e_1/h$	Max(15, $20e_1/h$ )	Condition
SS.....9 <sup>ème</sup>	0.50	7,47	2.241	15	V

Niveau	N (N)	M (N.m)	$e_1 = (M/N) + e_a$	$e_t$ (m)	$M_1$ (N.m)	(I)	(II)
RDC...9 <sup>ème</sup>	2295458,8	82720	0,0560363	0,0650683	654362,7	263820,824	3196118,25

On a : (I) > (II) donc la section est partiellement comprimée

-flexion simple:  $\bar{\sigma}_b = 14,2$  MPa ,  $\sigma_s = 348$  MPa

Niveau	$M_1$ (N.m)	$\mu$	$\mu_t$	$\alpha$	$\beta$	$A_f$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_f$ (cm <sup>2</sup> )
RDC...9 <sup>ème</sup>	654362,6959	0,3558	0,392	0,57878	0,768	45,29	0

-flexion composée :

Niveau	N (N)	A (cm <sup>2</sup> )	A' (cm <sup>2</sup> )
RDC... 9 <sup>ème</sup>	2295458,8	-12,09	0

- **2<sup>ème</sup> cas:** la combinaison (G + Q + 1.2E)

Niveau	h (cm)	$L_f/h$	$20e_1/h$	Max(15, $20e_1/h$ )	Condition
SS.....9 <sup>ème</sup>	0.50	7,47	3.19	15	V



Niveau	N (N)	M (N.m)	$e_1 = (M/N) + e_a$	$e_t$ (m)	$M_1$ (N.m)	(I)	(II)
RDC...9 <sup>me</sup>	294109,55	149241,1	0,52743371	0,5364657	222483,8	-104839,97	3196118,25

On a : (I) < (II) donc la section est partiellement comprimée

-flexion simple:  $\overline{\sigma}_b = 18.5\text{Mpa}$ ,  $\overline{\sigma}_s = 400\text{Mpa}$ .  $\Leftrightarrow$  situation – accidentel le

Niveau	$M_1$ (N.m)	$\mu$	$\mu_e$	$\alpha_1$	$\beta_1$	$A_f$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_f$ (cm <sup>2</sup> )
RDC...9 <sup>me</sup>	222483,7895	0,12098135	0,392	0,16168	0,935328	12,6525071	0

-flexion composée:  $A = A_f - \frac{N}{100 \times \overline{\sigma}_s}$

Niveau	N (N)	A (cm <sup>2</sup> )	A' (cm <sup>2</sup> )
RDC... 9 <sup>me</sup>	294109,55	-5,3	0

- **3<sup>eme</sup>cas:** la combinaison (0.8G ± E)

Niveau	h (cm)	$L_f/h$	$20e_1/h$	Max(15, $20e_1/h$ )	Condition
SS.....9 <sup>me</sup>	0.50	7,47	3.7697	15	V

Niveau	N (N)	M (N.m)	$e_1 = (M/N) + e_a$	$e_t$ (m)	$M_1$ (N.m)	(I)	(II)
RDC...9 <sup>me</sup>	1562830,4	116028,6	0,09424	0,1033	505223,4	119908,78	3196118,25

On a : (I) < (II) donc la section est partiellement comprimée

-flexion simple:  $\bar{\sigma}_b = 18.5\text{Mpa}, \bar{\sigma}_s = 400\text{Mpa} \Leftrightarrow$  situation - accidentel le

Niveau	$M_1$ (N.m)	$\mu$	$\mu_t$	$\alpha$	$\beta$	$A_f$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_f$ (cm <sup>2</sup> )
RDC...9 <sup>me</sup>	505223,3802	0,27472835	0,392	0,41097	0,835612	32,1603616	0

-flexion composée:  $A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s}$

Niveau	N (N)	A (cm <sup>2</sup> )	A' (cm <sup>2</sup> )
RDC... 9 <sup>me</sup>	1562830,4	-6,91	0

➤ Vérification des sections :

- D'après RPA 99 on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.  
 $A_{\min} = 0.9\% \times 45 \times 50 = 20.25 \text{ cm}^2 \dots$  zone IIb

- Condition de non fragilité :

$$A^{BEAL} \geq 0.23 \times 45 \times 47 \times (2.1/400) \frac{e_0 - 0,45 \times d}{e_0 - 0,185 \times d} \rightarrow A^{BEAL} \geq 0.3178 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A^{cal}, A^{BAEL}, A^{RPA})$$

Niveau	$A_f$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}^{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopt}$ (cm <sup>2</sup> )
1 <sup>er</sup> cas	12,09	0.32	20.25	20.25	<b>6HA20+2HA14=21.93</b>
2 <sup>em</sup> cas	5.3	0.32		20.25	<b>6HA20+2HA14=21.93</b>
3 <sup>em</sup> cas	6,91	0.32		20.25	<b>6HA20+2HA14=21.93</b>

### 2.4. Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'ELS sous les sollicitations de ( $N_{ser}$ ,  $M_{ser}$ )  
la fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

la contrainte du béton est limitée par :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

la contrainte d'acier est limitée par :  $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

➤ Pour le premier cas(ELU) on a :

$$N_{ser} = 1672674,4 \text{ N} \quad ; \quad M_{ser} = 60297,4 \text{ N.m.}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{60297,4}{1672674,4} = 0,0360485 \text{ m} \quad e_0 = 0,0360 < \frac{h}{6} = \frac{0,5}{6} = 0,0833 \text{ m}$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que  $\sigma_b < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15(A_1 + A_2) = 45 \times 50 + 15(21,93) = 2578,95 \text{ cm}$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right] = 22,982 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 50 - 22,982 = 27,0179 \text{ cm}$$

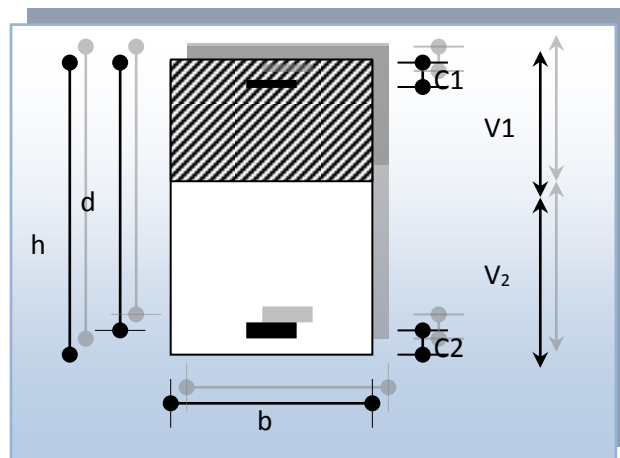


Fig.V-2-section de poteau

$$I_{xx} = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15x(A_1(v_1 - c_1)^2 + A_2x(v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{45}{3}(22,982^2 + 27,0179^2) + 15[18,85(22,982 - 3)^2 + 3,08(27,0179 - 3)^2] = 384589,79 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

$M_G$  : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$M_G = 60297,4 \text{ N.m}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{60297,4}{384589,79} = 0,157 \text{ N/m}^4$$

$$\sigma_0 = \frac{1672674,4}{100 \times 2578,95} = 6,486 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 6,486 + 0,157 \times 22,982 = 10,09 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 10,09 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots (cv)$$

Donc les armatures déterminées pour L'E.L. U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de  $\sigma_s$  à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[6,486 + 0,157(22,982 - 3)] = 144,35 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[6,486 - 0,157(47 - 22,982)] = 40,73 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 144,35 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

$$\sigma_s^2 = 40,73 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

## 5.2 - Armatures transversales :

### 5.2.a- Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux.

$$V_{\max} = 206,0194 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = (206,0194 \times 10^3 / 500 \times 470) = 0,877 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0,15 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau < \bar{\tau} \text{ Conditions vérifiées.}$$

**5.2.b- Calcul d'armature transversal :**

Selon (**RPA99 version 2003 art, 7.4.2.2 ;p63**) les armatures transversales des poteaux sont

calculé a l'aide de la formule suivante :  $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$

$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul.

$h$  : Hauteur total de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique des aciers transversales ( $f_e$  235MPa).

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les effort tranchants.

$\rho_a = 3,75$  Si  $\lambda_g < 5$ .

$\rho_a = 2,5$  Si  $\lambda_g > 5$ .

$\lambda_g$  : L'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau ( $l_f = 0.7 L$ )

Dans notre cas

$$\lambda_g = \left( \frac{2,24}{0,50} \text{ ou } \frac{2,24}{0,45} \right) \lambda_g = (4,48 ; 4,98) < 5 \text{ alors : } \rho_a = 3,75$$

$t$  : est l'espacement des armatures transversales

- **La zone nodale :**  $t \leq 10 \text{ cm}$ .

- **La zone courante :**  $t \leq \min ( 10 \phi_l, h_l / 2 . b_l / 2 )$

On prend la valeur de  $t = 10 \text{ cm}$

$\phi_l$  : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

$S_t \leq 21 \text{ cm}$  en prend  $S_t = 15 \text{ cm}$  dans la zone courante.

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e} \times t = \frac{3,75 \times 206019,4 \times 10^{-2}}{50 \times 400} = 0,3863 \text{ cm}^2$$

$A_t = 0,386 \text{ cm}^2$  soit 4 cadres de  $\Phi_8$   $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

**5.2.c - Vérification des cadres d'armatures minimal : d'après RPA99 (7.4.2.2)**

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{tb}(\%) = \begin{cases} 0.3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes

**Dans la zone nodale**  $t=10$  cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,3\% \Rightarrow A_t = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

**Dans la zone courant** :  $t=15$  cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,3\% \Rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

\* **BAEL91** : (art A.8.1,3)

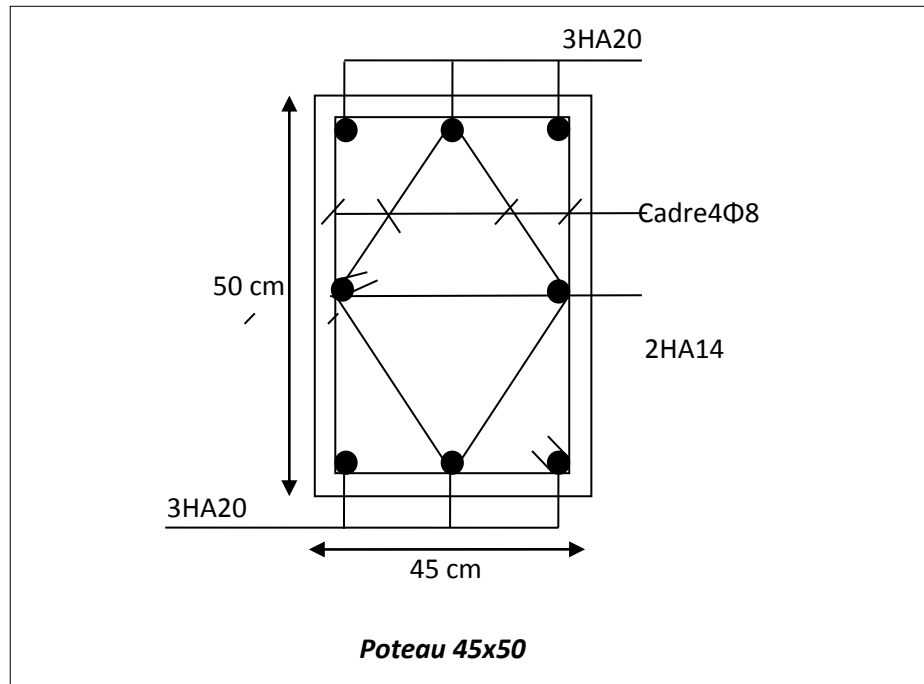
$$1/ \text{ Le diamètre des armatures transversales : } \phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

$$\text{Le diamètre des armatures transversales : } \phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$2/ \text{ leur espacement : } St \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm ; } a + 10 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (30 \text{ cm ; } 40 \text{ cm ; } a + 10 \text{ cm}) \quad \text{Condition Vérifier}$$



**Figure. V. 3.** Ferrailage du poteau

## V-2- Ferrailage des poutres

Les poutres sollicitées sont soumises à des moments de flexion et des efforts tranchants, pour la simplification on ne tiendra pas compte des efforts normaux, les poutres seront alors étudiées en flexion simple.

D'après les annexes des combinais d'action on prendra les moments max en travées et aux appuis. On calculera la section d'armatures à l'ELU puis on effectuera la vérification nécessaire à l'L.E.S.

La section des armatures calculée doit satisfaire les conditions suivantes :

**\* BAEL91 :**

$$1/ \text{Condition de non fragilité : } A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{A.4.2})$$

$$2/ \text{Le pourcentage minimal d'armature : } A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0.001 \times h \times b \quad (\text{B.6.4})$$

**\* RPA 99 / V 2003 :**

$$1/ \text{Pourcentage total minimum : } A_{\min}^{\text{RPa}} = 0.005 \times h \times b$$

2/ Pourcentage total maximum : - 4 % en zone courante.

- 6 % en zone e recouvrement

### V-2-1- LES POUTRES PRINCIPALES :

EFFORTS NIVEAUX	ELU		ELS		G + Q + E	0.8 G + E
	$M_t$ (KN.m)	$M_{app}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_{app}$ (KN.m)	$M_{app}$ (KN.m)	$M_{app}$ (KN.m)
SS.....9 <sup>em</sup>	45,1711	-132,99	32,9888	-96,6262	65728,4	-18.9396



**V-2-1-1- Étapes de Calcul Des Armatures Longitudinales :**• **ELU:**

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa} , \quad b = 30 \text{ cm} , \quad h = 40 \text{ cm} , \quad d = 37 \text{ cm}$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0, \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} , \quad \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} , \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

• **ELS:**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .

- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est

$$\text{vérifier : } \alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} , \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A^{BAEL} \geq 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A^{BAEL} \geq 1.987 \text{ cm}^2$$

• **Le pourcentage minimal d'armature :**

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b = 0.001 \times 40 \times 30 \Rightarrow A_{\min}^{BAEL} = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{RPa} = 0.005 \times h \times b = 0.005 \times 40 \times 30 \Rightarrow A_{\min}^{RPa} = 6 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage total maximum :** - 4 % en zone courante.  
- 6 % en zone e recouvrement

$$A = \max (A_{cal} , A_{BAEL} , A_{\min}^{BAEL} , A_{\min}^{RPa} )$$

**I-2- En Travée :**• **E.U.L:**

Niveau	$M_u$ (N.m)	$\mu$	$\mu_t$	$\alpha$	$\beta$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
SS...9 <sup>ère</sup> étage	45171,1	0,0775	0,392	0,101	0,9596	3.65

- **E.U.S** : est vérifié :  $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  ,  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

Niveau	$\alpha$	$M_u$ (N.m)	$M_{ser}$ (N.m)	$\gamma$	$\bar{\alpha}$	condition
SS...9 <sup>ème</sup>	0,101	45171,1	32988,8	1,369	0,435	V

- **Tableau récapitulatif :**

Niveau	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopt}$ (cm <sup>2</sup> )
SS...9 <sup>ème</sup>	3.65	1,2	6	1,34	6	3HA16=6.03

### I-3- Sur Appuis :

- **Nappe supérieure :**  
- E.L.U. : 1,35G+1,5Q

Niveau	$M_u$ (N.m)	$\mu$	$\mu_t$	$\alpha$	$\beta$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
SS...9 <sup>ème</sup>	13299	0,0228	0,392	0,0288	0,988	1.04

### \* E.L.S : G+Q

Niveau	$\alpha$	$M_u$ (N.m)	$M_{ser}$ (N.m)	$\gamma$	$\bar{\alpha}$	condition
RDC...9 <sup>ème</sup>	0,0288	-13299	-9662.62	1.38	0.438	V

\* La combinaison : G+Q+E

Niveau	$M$ (N.m)	$\mu$	$\mu_e$	$\alpha$	$\beta$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC...9ème	65728,4	0,112704177	0.392	0,1499	0,94004	5,43

\* Tableau récapitulatif :

Niveau	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopt}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC...9ème	5,43	1,34	1,2	6	6	3HA14+2HA12=6,88

C- Nappe inférieure :C-1- La combinaison : 0.8G ± E :

Niveau	$M$ (N.m)	$\mu$	$\mu_e$	$\alpha$	$\beta$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC...9ème	-18939,6	0,032475643	0.392	0,041268	0,9834928	1,495610997

**\* Tableau récapitulatif :**

Niveau	$A_{cal}$ ( $cm^2$ )	$A^{BAEL}$ ( $cm^2$ )	$A_{min}^{BAEL}$ ( $cm^2$ )	$A_{min}^{RPA}$ ( $cm^2$ )	$A$ ( $cm^2$ )	$A_{adopt}$ ( $cm^2$ )
RDC÷2 <sup>ème</sup>	1.054	1.34	1.2	6	6	3HA14+2HA12=6.88

**V-2-1-4- État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées. et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

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

$$\frac{40}{410} = 0.0976 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots c.v$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_o}$$

$$\frac{40}{410} = 0.0976 > \frac{0.85M_o}{10M_o} = 0.085 \dots\dots\dots c.v$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{6.03}{30 \times 37} = 0.00543 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots cv$$

**V-2-1-5- Vérification de la Contrainte de Cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)**

$$T_{max}^u = 132760.3N$$

$$\tau_u = \frac{132760.3}{300 \times 370} = 1.196 MPa$$

La fissuration peu nuisible. donc :  $\bar{\tau}_u = 3,25$  MPa .

$$\tau_u = 1.196 MPa < \bar{\tau}_u = 3.25 MPa \dots\dots\dots (C.V)$$

**V-2-1-6- Influence De L'effort Tranchant Au Voisinage Des Appuis :**

BAEL 83 (art A.5.1. 313)

$$V_u \leq 0,267.a.b.f_{c28}$$

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 37 = 33,3 \text{ cm}$$

$$0,267 \times 33,3 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 666832,5 > V_u = 132760,3 \dots \text{ cv}$$

**V-2-1-7- Les Armatures Transversales :****Le diamètre :** BAEL91 (art A.7.2.2)

$$\phi_t \leq \min (h / 35. \phi_L . b / 10)$$

$$\phi_t \leq \min (400 / 35. 16 . 300 / 10) = 11,42 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres  $\phi_t = 8 \text{ mm} = 1,01 \text{ cm}^2$  de nuance FeE235**\* Espacement :****\* D'après BAEL 91 (art A.5.1. 22):**  $S_t \leq \min (0,9 d; 40 \text{ cm}) = 33,3 \text{ cm}$ **\* D'après RPA 99 (art 7.5.2. 2) :**

$$S_t \leq \min (h / 4. 12 \phi_t^{\min} . 30 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 10 \text{ cm} \text{ dans la Zone nodale.}$$

$$S_t \leq h / 2 = 20 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \text{ dans la Zone courante.}$$

On prend:  $S_t \leq \min (S_{t \text{ BAEL}} . S_{t \text{ RPA}})$ **- Dans la Zone nodale :**  $S_t = 10 \text{ cm}$ **- Dans la Zone courante :**  $S_t = 15 \text{ cm}$ Avec :  $L' = 2h = 80 \text{ cm}$  (longueur de la zone nodale)**V-2-1-8- La section de ferrailage transversal :****\* D'après BAEL 91 (art A .5.1. 22) :**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_o \cdot S_t} \leq 0,4 \Rightarrow A_t \geq 0,4 \cdot b_o \cdot \frac{S_t}{f_e}$$

$$A_t \geq 0.4 \times 30 \times \frac{15}{235} = 0.76 \Rightarrow A_t \geq 0.76 \text{ cm}^2$$

**\* D'après RP A 99 :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t \geq 0,003.S_t.b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

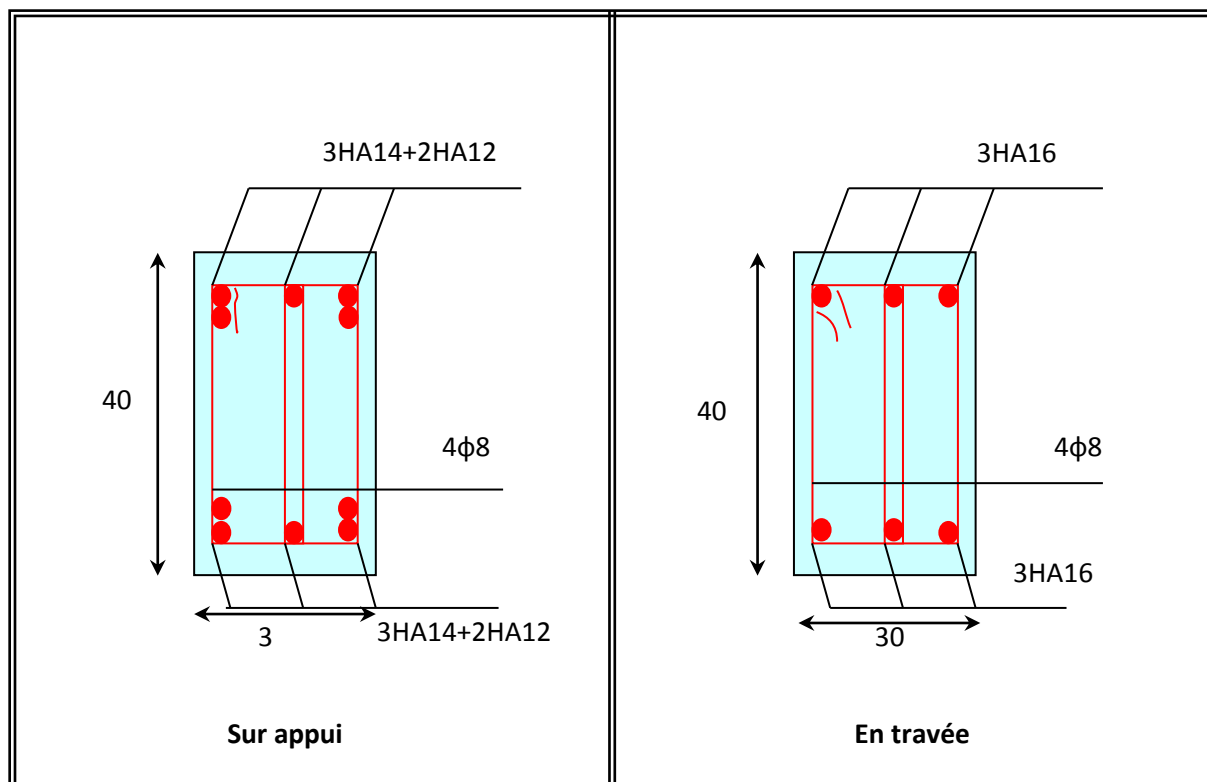
$$A_t \geq \max (A_t^{\text{BAEL}}; A_t^{\text{RPA}}) = A_t^{\text{RPA}}$$

Soit (cadre de  $2\phi 8$  + un étrier de  $2\phi 8$ ) = 2.01 cm<sup>2</sup>.

**V-2-1-9- Longueur de recouvrement :**

D'après le RPA99 la longueur minimale de recouvrement dans la zone IIb est de 50

Poutre	position	N <sup>mbr</sup> des barres	A <sub>adapt</sub> (cm <sup>2</sup> )
P.P(30×40)	Travée	3HA16	6.03
	Appui	3HA14+2HA12	9.23



**Fig.V.4-Ferrailage des poutres principales**

## V -3- Les Poutres Secondaires :

EFFORTS NIVEAUX	ELU		ELS		G + Q + E	0.8 G + E
	$M_t$ (KN.m)	$M_{app}$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$M_{app}$ (KN.m)	$M_{app}$ (KN.m)	$M_{app}$ (KN.m)
SS...9 <sup>em</sup> étage	59,6417	- 132,9971	43,3854	-96,6262	-165,9746	-21,6712

V-3-1- Les Armatures Longitudinales :

b = 30 cm. h = 35 cm . d = 32 cm.

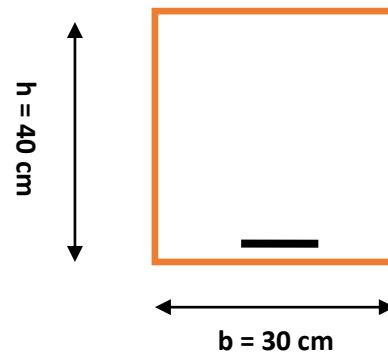


Fig.V.5

A- En Travée :\* EUL :

Niveau	$M_u$ (N.m)	$\mu$	$\mu_t$	$\alpha$	$\beta$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC÷2 <sup>ère</sup>	59641,7	0,1023	0.392	0,135	0,946	4,90

\* E.U.S :

Niveau	$\alpha$	$M_u$ (N.m)	$M_{ser}$ (N.m)	$\gamma$	$\bar{\alpha}$	condition
RDC÷2 <sup>ème</sup>	0,135	59641,7	43385,4	1,375	0,437	V

Tableau récapitulatif :

Niveau	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopte}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC÷2 <sup>ème</sup>	4,90	1.05	1.16	5.25	5.25	<b>5HA12= 6.03</b>

B- Sur Appuis :B-1- Nappe supérieure : G + Q + E

Niveau	$M$ (N.m)	$\mu$	$\mu_t$	$\alpha$	$\beta$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC÷2 <sup>ème</sup>	-16597,46	0,0284	0.392	0,0361	0,98556	1,31

\* Tableau récapitulatif :

Niveau	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{BAEL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}^{RPA}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopte}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC...9 <sup>ème</sup>	1.31	1.05	1.16	5.25	5.25	<b>5HA12 = 5.65</b>



**B-2- Nappe inférieure :**\* **La combinaison :**  $0.8G \pm E$  :

Niveau	M (N.m)	$\mu$	$\mu\epsilon$	$\alpha$	$\beta$	$A_{cal} (cm^2)$
RDC÷9 <sup>ème</sup>	21671,2	0,0372	0.392	0,0473	0,981	1,72

\* **Tableau récapitulatif :**

Niveau	$A_{cal}$ ( $cm^2$ )	$A_{min}^{BAEL}$ ( $cm^2$ )	$A^{BAEL}$ ( $cm^2$ )	$A_{min}^{RPA}$ ( $cm^2$ )	$A_{max}$ ( $cm^2$ )	$A_{adopte} (cm^2)$
RDC÷9 <sup>ème</sup>	1.72	1.05	1.16	5.25	5.25	<b>5HA12 = 5.65</b>

**V-3-2- État Limite de déformation :** BAEL91 (B.6.5.1)

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

$$\frac{h}{l} = \frac{0.35}{3.95} = 0.0886 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots cv$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_o}$$

$$\frac{h}{l} = 0.0886 > \frac{0.85M_o}{10M_o} = 0.085 \dots \dots \dots cv$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{6.03}{30 \times 32} = 0.00628 < 0.0105 \dots \dots \dots cv$$

**V.3.3- Vérification De La Contrainte De Cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)**

$$T_u^{\max} = -182831.8N$$

$$\diamond \tau_{u\max} = \frac{182831.8}{300 \times 370} = 1.647 \text{ Mpa}$$

$$\diamond \bar{\tau} = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa (fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\diamond \tau_{u\max} = 1,647 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

**V-3-4- Influence De L'effort Tranchant Au Voisinage Des Appuis : BAEL 83 (art A.5.1,313)**

$$V_u \leq 0,267.a.b.f_{c28}$$

$$a = 0.9 \times d = 0.9 \times 32 = 28.8$$

$$V_u = 182831.8 N < 0,267 \times 28,8 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 576720 N \dots\dots\dots cv$$

**V-3-6- Les Armatures Transversales :**

\* **Le diamètre** : BAEL91 (art A.7.2. 2)

$$\phi_t \leq \min (h / 35 ; \phi_L ; b / 10)$$

$$\phi_t \leq \min (350 / 35 ; 12 ; 300 / 10) = 10 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres  $\phi_t = 10 \text{ mm}$  de nuance FeE235

\* **Espacement** :

\* **D'après BAEL 91 (art A.5.1. 22):**  $S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 28,8 \text{ cm}$

\* **D'après RPA 99 (art 7.5.2. 2) :**

$$S_t \leq \min (h / 4 ; 12 \phi_t^{\min} ; 30 \text{ cm}) = 8,75 \text{ cm} \text{ dans la Zone nodale.}$$

$$S_t \leq h / 2 = 17,5 \text{ cm} \text{ dans la Zone courante.}$$

On prend:  $S_t \leq \min (S_{t \text{ BAEL. } } S_{t \text{ RPA}})$

- Dans la Zone nodale :  $S_t = 8 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante :  $S_t = 17 \text{ cm}$

Avec :  $L' = 2h = 70 \text{ cm}$  (longueur de la zone nodale).

**\* La section des armatures transversales :**

\* D'après BAEL 91(art A.5.1. 22):  $A_t \geq 0,4.b.\frac{S_t}{f_e}$

$$A_t \geq 0,4 \times 30 \times \frac{17}{235} \rightarrow A_t \geq 0,87 \text{ cm}^2$$

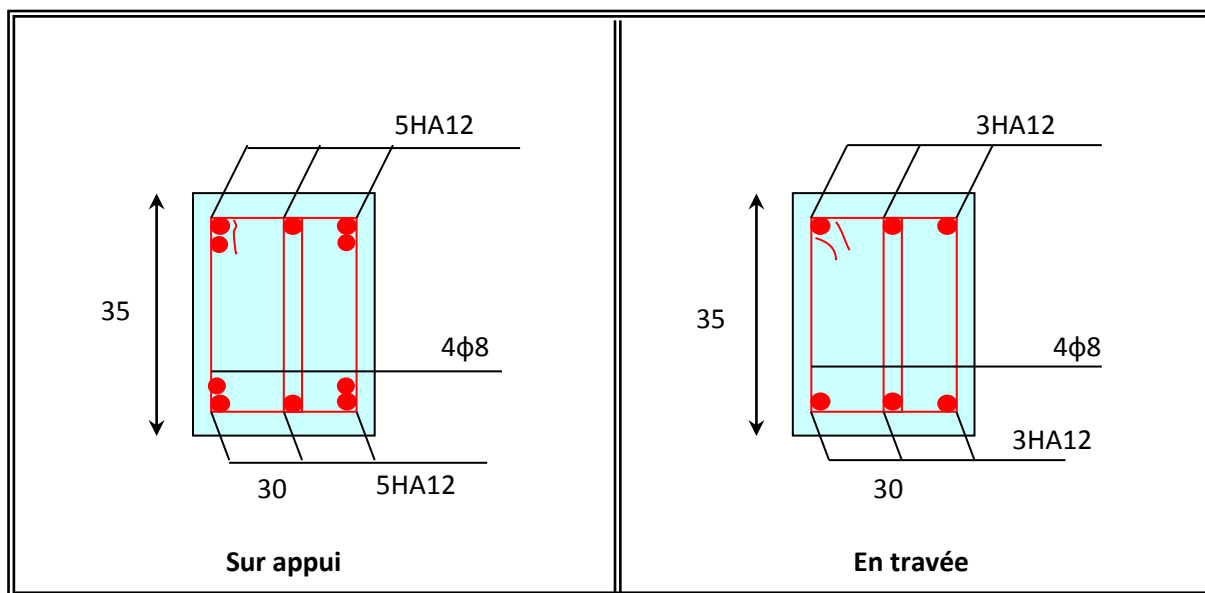
\* D'après RPA 99 :  $A_t \geq 0,003.S_t.b = 0,003 \times 17 \times 30 = 1,53 \text{ cm}^2$

$$A_t = \max (A_t^{\text{BAEL}}; A_t^{\text{RPA}}) = A_t^{\text{RPA}}$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

**V.5.3. Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :**

Poutre	position	N <sup>mbr</sup> des barres	A <sub>adapt</sub> (cm <sup>2</sup> )
P.P(30×40)	Travée	3HA16	6.03
	Appui	3HA14+2HA12	9.23



**Fig.V.6-Ferrailage des poutres principales**

### V-4- Ferrailage des Voiles :

#### V.4.1-VOILES SANS OUVERTURES :

Leur étude consiste à les considérer comme des consoles sollicitées suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- ELU :  $1,35G + 1,5Q$
- ELS :  $G + Q$
- $G + Q + E$
- $0,8G \pm E$

#### 1-1-Calcul De Ferrailage :

##### 1-1-1-Armatures verticales :

Le cas le plus défavorable est donnée par la combinaison :  $G + Q + E$

$$h = 395 \text{ cm}$$

$$\text{on prend : } c = h/20 = 19.75 \text{ cm} \rightarrow c = 15 \text{ cm}$$

$$\text{donc : } d = 3.80\text{m} ; a = 0.15 \text{ m}$$

Niveau	N (N)	M (N.m)	e=M/N (m)
S-sol..9 <sup>ème</sup>	814822.0	2864362.2	3.515

$$- e = M / N > h / 2 = 1,98 \text{ m}$$

Le centre de compression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, donc la section est partiellement comprimée.

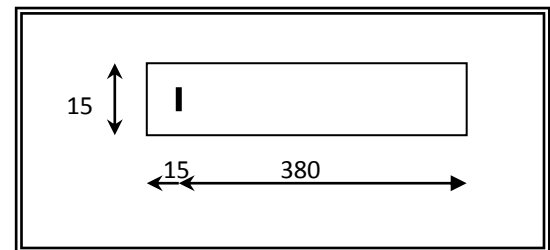


Fig-V-7

- Calcul des armatures à la flexion simple :

$$M_1 = N \left( e + d - \frac{h}{2} \right) \text{ (moment par rapport au armatures tendues)}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} \quad , \quad \mu < \mu_L = 0,392 \quad \Rightarrow \quad A'_f = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} \quad , \quad \beta = 1 - 0,4\alpha \quad , \quad A_f = \frac{M_1}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

d = 380 cm ;    b = 15 cm ;     $\bar{\sigma}_b = 18,5$  MPa ;     $\sigma_s = 400$  MPa

Niveau	M <sub>1</sub> (N.m)	μ	μ <sub>L</sub>	α	β	A <sub>f</sub> (cm <sup>2</sup> )	A' <sub>f</sub> (cm <sup>2</sup> )
S-sol..9 <sup>ème</sup>	4473635,65	0,112	0,392	0,149	0,9404	31,297	0

- Calcul des armatures à la flexion composée :

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100\sigma_s}$$

Niveau	N (N)	A (cm <sup>2</sup> )	A' (cm <sup>2</sup> )
S-sol..9 <sup>ème</sup>	814822	10,93	0

- Les pourcentages minimaux : RPA99

1/ Lorsque une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effet de traction doit être pris en totalité pour les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toutes la zone tendue est de 0,2 % .

$$A_{min}^1 \geq 0,002.b.l_t$$

ℓ<sub>t</sub> : la longueur de la zone tendue.

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2}$$

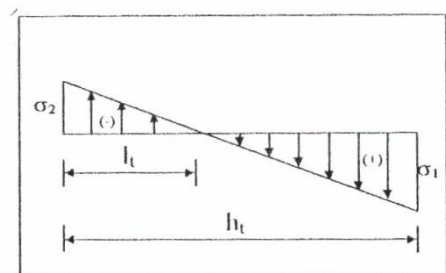


Fig.1

Fig. V.8

$$\sigma_1 > 0, \sigma_2 < 0; l_t = \frac{h \cdot |\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \quad (\text{section partiellement comprimée})$$

Niveau	N (N)	M (N.m)	$\sigma_1$ (MPa)	$\sigma_2$ (MPa)	$l_t$ (cm)	$A_{\min}^1$ (cm)
S-sol..9 <sup>ème</sup>	-814822	2864362.2	5.968	-8,719	234.493	7.03

2/ Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile : 0,15 %

$$A_{\min}^g = 0.0015 \cdot b \cdot h = 0.0015 \times 15 \times 395 \Rightarrow A_{\min}^g = 8.89 \text{ cm}^2$$

- En zone courante : 0,10 %

$$A_{\min}^g = 0.001 \cdot b \cdot h = 5.93 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

$$* \text{ Dans la zone tendue : } A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}^1)$$

Niveau	$A_{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}^1$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adp}}$ (cm <sup>2</sup> )
S-sol..9 <sup>ème</sup>	10,93	8.89	14Φ10=10,99

\* Dans la zone courante :  $A = A_{\min}^c = 5,93 \text{ cm}^2$  ; donc on adopte :  $A_c = 8\Phi 10 = 6,28 \text{ cm}^2$

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendue}} + A_c > A_{\min}^g = 8.89 \text{ cm}^2$$

Niveau	$A_{\text{tendue}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_c$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{tot}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}^g$ (cm <sup>2</sup> )	condition
S-sol..9 <sup>ème</sup>	10,99	6,28	28,77	8.89	V

Et on aura pour chaque nappe :

- zone tendue :

Niveau	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )
Sous-sol...9 <sup>ème</sup>	7Φ10 = 5,5

- zone courante : 4Φ10 = 3,14 cm<sup>2</sup>

### 1-1-2-Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

- \* Globalement dans la section du voile :

$$A_{\min}^g = 0.0015.a.1m = 0.0015 \times 15 \times 100 \Rightarrow A_{\min}^g = 2.25 \text{ cm}^2$$

- \* En zone courante :

$$A_{\min}^g = 0.001.b.h = 1.5 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :  $A_{\text{hor}} = 6\phi 8 = 3,02 \text{ cm}^2$  par mℓ

### 1-1-3-L'espacement des barres :

#### Armatures verticales :

- $S_t \leq \min(1,5 a ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être au plus égal à 15 cm sur 1/10 de la largeur du voile.

#### Armatures Horizontales :

On a pour chaque nappe 3Φ8 par mℓ, donc on prend  $S_t = 30 \text{ cm}$ .

### 1-1-4-Les Armatures Transversales : (armatures perpendiculaires aux faces du mur)

D'après les RPA99, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

**1-1-5- Contraintes limites de cisaillement : RPA99**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b < \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

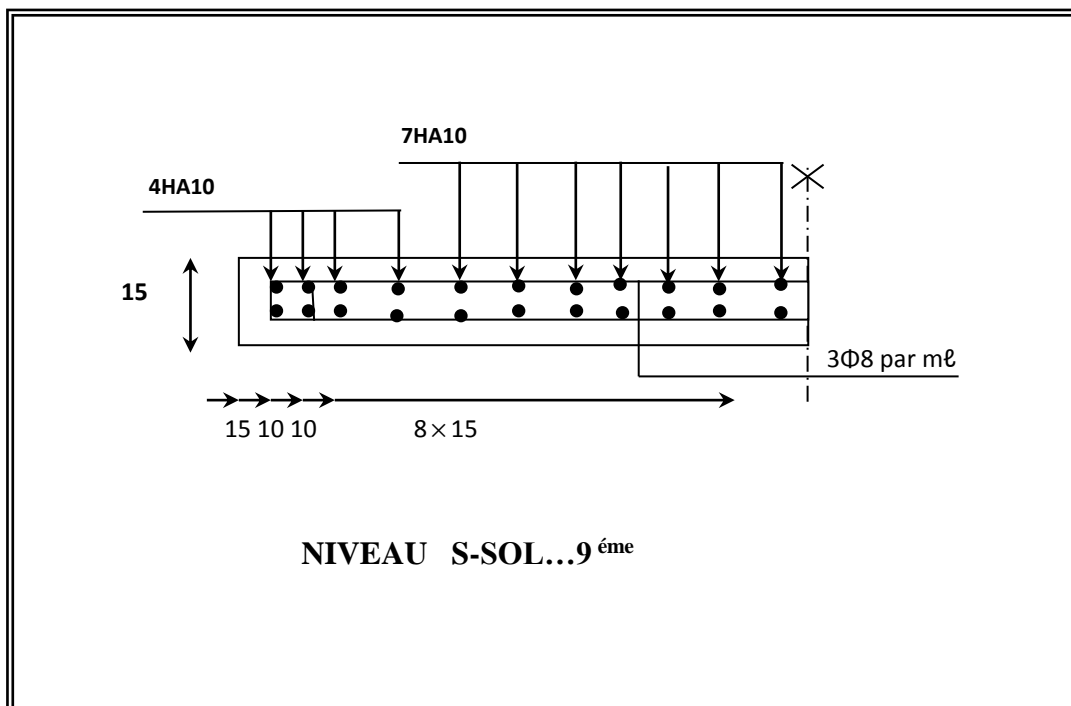
$$\tau_b = \bar{v} / b_0 \cdot d, \text{ avec : } \bar{v} = 1,4 V_{u \text{ calcul}}$$

$b_0$  : épaisseur du voile ( $b_0 = 15 \text{ cm}$ )

$d$  : hauteur utile ( $d = 380 \text{ cm}$ )

$h$  : hauteur totale de la section toute ( $h = 395 \text{ cm}$ )

Niveau	$V_{u \text{ calcul}}$ (N)	$\bar{V}$ (N)	$\tau_b$ (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	condition
S-sol..9 <sup>ème</sup>	758297.7	1061616.78	1.862	5	V



**Fig.V.8-**Disposition des Armatures dans Le Voile



## VI.1. Etude du voile périphérique

### VI.1.1. Introduction :

La structure comporte un sous-sol ce qui impose de prévoir un voile ayant pour rôle le soutien du sol, ce voile est soumis aux sollicitations dues aux charges suivantes :

- La poussée des terres «  $P_t$  » provenant de leur poids propre.
- La poussée des terres «  $P_q$  » provenant aux charges d'exploitation.

D'après le RPA99 le voile périphérique doit avoir :

- 1- Une épaisseur minimale égale à 15 cm et une hauteur du sous-sol.
- 2- deux nappes d'armature.
- 3- un pourcentage minimal des armatures de 0.10% dans les deux sens (horizontale et vertical).

### VI.1.2. Dimensionnement :

\* Epaisseur  $e = 22$  cm , Hauteur  $h = 3.20$  m.

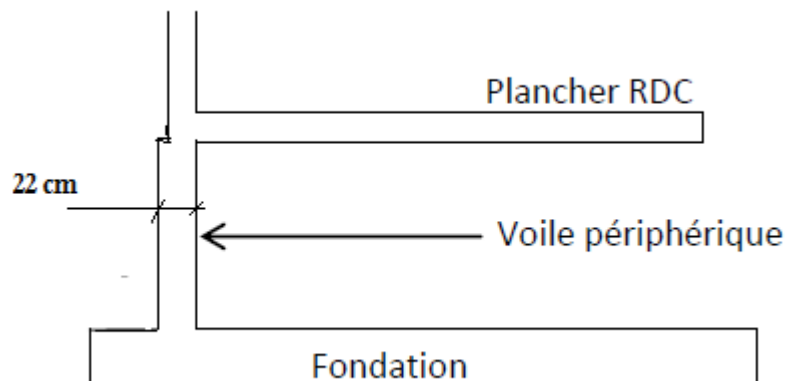


Figure. VI.1

### VI.1.3. Ferrailage :

#### 3.1. Calcul des armatures :

##### 3.1.a. Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales supérieures et inférieures ont une section  $A_L \geq 0.10\%$  dans les deux sens de la section transversale du béton avec un recouvrement de  $40\phi$  pour le renforcement des angles.

$$A_L = \frac{0.10 \times b \times h}{100} = \frac{0.10 \times 22 \times 100}{100} \rightarrow A_L = 2.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopter :  $A_L = 5 \text{ HA8} = 2.51\text{cm}^2$

On append comme espacement :  $St = 20 \text{ cm}$

Le voile périphérique est sollicité en flexion simple

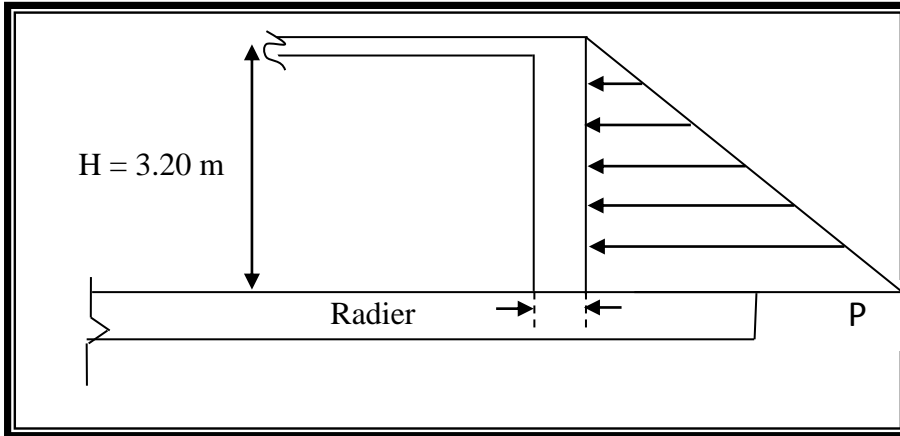


Figure. VI. 2. Mur périphérique

$H = 3.20 \text{ m}$  hauteur de RDC.

$h_{vp} = 3.20 \text{ m}$  hauteur de sous-sol .

$$h = h_{vp} - \frac{H}{2} = 3.20 - \frac{3.20}{2} \rightarrow h = 1.6 \text{ m}$$

$\theta =$  Angle de frottement de remblai =  $30^\circ$

$\gamma_d$ : Poids surfacique du remblai =  $1,8 \text{ t/m}^2$

D'après A. Fuentes on a :

$$M_{max} = \frac{2 \times P \times h}{9 \times \sqrt{3}} \quad \text{avec: } P = \frac{P_i \times h}{2}$$

$K_0$ : Coefficient de poussée (surface horizontal).

$$K_0 = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow k_0 = 0.333$$

$$P_i = \gamma_d \times h_{vp} \times k_0 = 1.8 \times 3.20 \times 0.333 = 1.92 \text{ t/m}$$

$$\text{Donc : } P = 1.92 \times 1.6 / 2 = 1.536 \text{ t}$$

$$M_{max} = \frac{2 \times 1.536 \times 2.13}{9 \times \sqrt{3}} = 0.42 \text{ t.m}$$

**3.1.b. calcul du ferrailage vertical :**

Le ferrailage du voile périphérique se fera en fissuration très préjudiciable (calcul à l'ELS)

$$M_{\text{ser}} = 0.41 \text{ t.m} = 4.1 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min}(0.5 \times f_e; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}})$$

Avec :  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $f_{tj} = 2.1 \text{ MPa}$  ;  $\eta = 1.6$  (acier à haute adhérence HA) :

$$\bar{\sigma}_{st} = 164.97 \text{ MPa}$$

$$X = \frac{n \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot d}{n \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot \bar{\sigma}_{st}}$$

Avec :  $n = 15$  ;  $d = 0.9 \times h = 0.135 \text{ m}$

$$X = \frac{15 \times 15 \times 0.135}{15 \times 15 + 164.97} = 0.0779 \text{ m}$$

$$\bar{M}_l = \left( \frac{b \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot X}{2} \right) \left( d - \frac{X}{3} \right) = 0.0637 \text{ MN.m}$$

Donc :  $M_{\text{ser}} = 0.41 \times 10^{-4} \text{ MN.m} < \bar{M}_l = 0.637 \times 10^{-1} \text{ MN.M}$

La section sans armateurs comprimés :  $A'_s = 0$

$A_s = M_{\text{ser}} / Z \cdot \bar{\sigma}_{bc}$  ; Avec :  $Z = d - X/3 = 0.109$

$$A_s = \frac{4.1 \times 10^{-3}}{0.109 \times 164.97} = 2.25 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_s \longrightarrow 5 \text{ HA8} = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On prend comme espacement :  $St = 20 \text{ cm}$

**3.1.c. Calcul du ferrailage horizontal :**

On prendra la portée maximale entre les voiles qui sont perpendiculaire au voile périphérique donc :  $L = 4.10 \text{ m}$

.

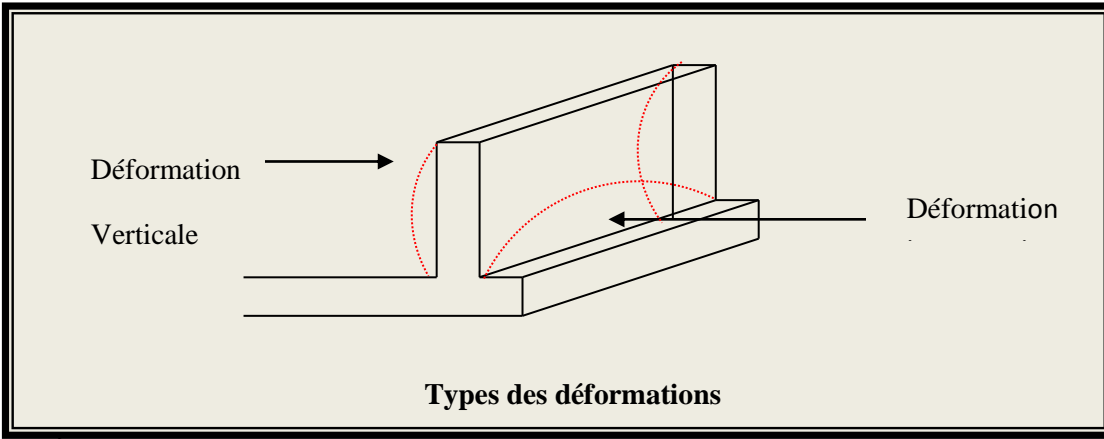


Figure VI.3

On prend :  $M_t = 0.75M_0$  ;  $M_e = M_w = 0.5 M_0$

**\*Vérification :** on doit vérifier :

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0 \text{ (Selon BAEL 91)}$$

$$M_0 \left( 0.75 + \left( \frac{0.5 + 0.5}{2} \right) \right) = 1.25 M_0$$

$1.25M_0 = 1.25M_0$  donc est vérifiée.

$$M_0 = \frac{P_{moy} \times L^2}{8} = 1.786 \text{ t. m}$$

$$M_t = 1.34 \text{ t. m}$$

$$M_e = 0.893 \text{ t. m}$$

**\*En travée :**

$$X = 0.0779 \text{ m}$$

$$Z = 0.109 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \bar{\sigma}_{bc}} = \frac{13.4 \times 10}{0.109 \times 164.97} = 7.45 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7.45 \text{ cm}^2 \text{ on prend : } 7HA12 = 7.92 \text{ cm}^2$$

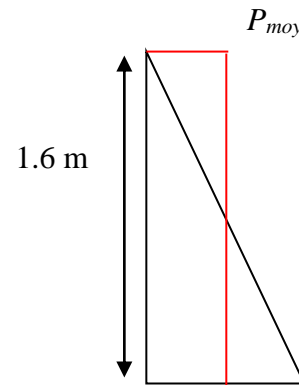


Figure.VI .4

**\*En appuis :**

$$A_s = \frac{M_a}{Z \cdot \sigma_{bc}} = \frac{8.93 \times 10}{0.109 \times 164.97} = 4.97 \text{ cm}^2$$

As = 4.97 cm<sup>2</sup> on prend : 5HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup>

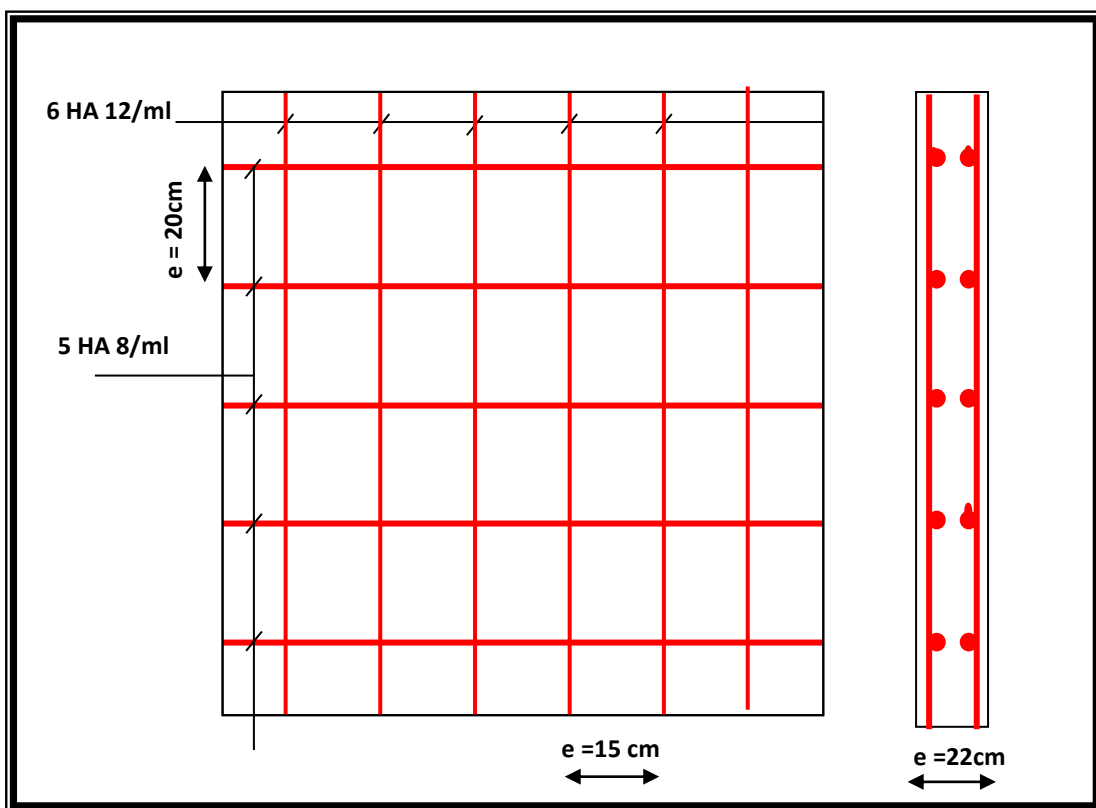


Fig.VI.5. Ferrailage du voile périphérique et mur de soutènement dans les deux sens pour 1m<sup>2</sup>

## VI.2. LES FONDATIONS :

---

### VI.1. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

### VI.2. Stabilité des fondations :

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- Des sollicitations dues à la superstructure qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes, des forces obliques, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion ;
- Des sollicitations dues au sol qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais...).

Les massifs de fondations doivent être stables ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage ; des tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites ; mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage. Il est donc nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage :

l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

### VI.3. Choix du type de fondation :

Avec un taux de travail admissible du soi d'assise qui est égal à **1,40** bar (tiré du rapport du sol du projet) , il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- \* Semelle filante.
- \* Semelle isolé.
- \* Radier général.

#### - Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et l'homogénéité du meuble sol.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

- Le type de fondation préconisé pour notre structure est des semelles filantes, mais après le pré dimensionnement, les semelles deviennent très larges et tendent à occuper tout l'entraxe des poteaux, on opte alors pour **un radier général** afin de limiter en maximum, les tassements notamment différentielles.

#### ❖ Dispositions générales :

- Définition :

Le radier c'est une surface d'appui continue débordant l'emprise de l'ouvrage, il permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol. Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

- Charge admissible au sol :

La charge admissible au sol doit être la plus faible de celles qui résultant : de la considération des tassements maximaux ou des tassements différentiels compatible avec le bon comportement de l'ouvrage, de la résistance du sol au poinçonnement.

- Combinaisons d'action à considérer :

Dan le cas général, les combinaisons d'action à considérer pour déterminer les efforts transmis par les points d'appui sont celles définies pour les poteaux et les poutres.

- Sollicitations :

Les calculs des fondations sont effectués à (E.L.S) pour le dimensionnement de la surface au sol ; le dimensionnement vis-à-vis de leur comportement mécanique S'effectue à (E.L.U).

### VI.3.1. Radiers :

#### 1.1- généralités :

Un radier est une dalle plane (Fig.), éventuellement nervurée (fig.), constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment.il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage. Elle comporte parfois des débords (consoles extérieures).

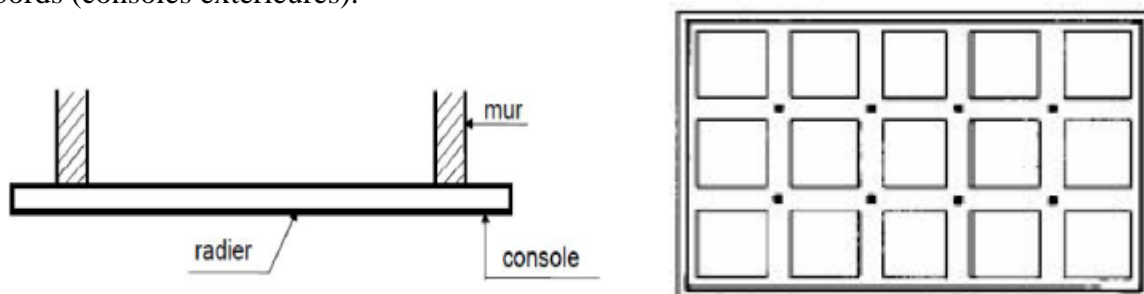


Figure .VI.6 fondation de radier

Comme toute fondation, elle transmet les charges du bâtiment, sur l'ensemble de sa surface, au sol.

Avantages de la semelle unique :

- diminution des risques de tassement
- très bonne liaison donc rigidité de la base du bâtiment.

### 1.2 Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :

- lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle Répartisse de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement général de la construction ;
- lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister aux sous-pressions (cf. [1.6]).

Ce type d'ouvrage ne doit pas être soumis à des charges pouvant provoquer des tassements différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier.

Dans le cas de couches sous-jacentes très compressibles, le concepteur doit vérifier que le point de Passage de la résultante générale coïncide sensiblement avec le centre de gravité du radier.

### 1.3. Critères de choix :

Le radier est justifié si la surface des semelles isolées ou continues est très importante (**supérieure ou égale à 50 % de l'emprise du bâtiment**) Ce qui est le cas lorsque :

- le sol a une faible capacité portante mais il est relativement homogène.
- les charges du bâtiment sont élevées (immeuble de grande hauteur).
- l'ossature a une trame serrée (poteaux rapprochés).
- la profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est importante.
- Il est difficile de réaliser des pieux (coût - vibrations nuisibles).
- Il existe des charges excentrées en rive de bâtiment.

Eventuellement, dans le cas de sous-sols utilisables (parking, garages, caves ...) ou en vue d'obtenir un sous-sol étanche (cuvelage)

### 1.4. Justification :

Si  $\frac{S_{\text{semelle}}^{\text{total}}}{S_{\text{total}}} \geq 50\%$  (Radier général)

$$P_{\text{ser}}(\text{max}) = G + Q = 1672.64 \text{KN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 1.4 \text{ bars}$$

N=Nombre de poteaux au niveau d'étage = 30.

\*Surface de semelle ( $S_{\text{semelle}}$ ):

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{P_{\text{ser}}(\text{max})}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{1672.64 \times 10^{-3}}{0.14} = 11.95 \text{m}^2$$

$$S_{\text{semelle}} = A \times B \quad (\text{on prend } A=B)$$

$$A^2 = 11.95 \Rightarrow A = 3.46 \text{ m}$$

$$S_{\text{semelle}}^{\text{total}} = N \times S = 30 \times 11.95 = 358.5 \text{m}^2$$



\*Surface du bâtiment total :

$$S^{\text{total}} = L_x \times L_y = 29.85 \times 16.30 = 492.525 \text{ m}^2$$

$$\frac{358.5}{492.525} \times 100\% = 72.79\% > 50\% \text{ (Radier général)}$$

### VI.3.2. Calcul le Radier :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre de radier

#### 3.2.1. Combinaison D'action :

- Pour le dimensionnement ELS (G+Q).
- Pour le Ferrailage ELU (1.35G + 1.5Q).
- Accidentelle (0.8G ± E) pour la vérification.

#### 3.2.2. Pré-dimensionnement :

##### a) Epaisseur du radier :

L'épaisseur du radier (h) doit satisfaire les conditions suivantes.

##### b) Condition forfaitaire :

A. **Sous voiles :**  $\frac{L_{\text{max}}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\text{max}}}{5}$

$h_r$ : Épaisseur du radier.

$L_{\text{max}}$  : le plus grand travail.

$$L_{\text{max}} = 365\text{cm} \Rightarrow 45.63\text{cm} \leq h_r \leq 73\text{cm}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :  $h_r = 50 \text{ cm}$

##### B. **Sous poteaux :**

###### -La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_r \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = \frac{410}{20} = 20.5\text{cm}$$

Avec :  $L_{\text{max}}$  : la plus grande distance entre deux poteaux.

Une hauteur minimale de 25 cm

La valeur de l'épaisseur de dalle est :  $h_r = 50 \text{ cm}$

C. **la nervure :**  $b \geq \frac{L_{\text{max}}}{10}$

$L_{\text{max}}$ : distance maximal entre deux files successives.  $L_{\text{max}} = 4.10 \text{ m}$ .

$$b \geq \frac{410}{10} = 41\text{cm}$$

c) **Condition de rigidité** : (Longueur élastique).

$$L_e = \sqrt{\frac{4EI}{KB}} \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

- \_  $L_{max}$ : la plus grande distance entre deux poteaux.  $L_{max} = 4.10m$  .
- \_  $L_e$ : Longueur élastique.
- \_  $E$  : Pour un chargement de long durée ;  $E = 3216420 \text{ t/m}^2$
- \_  $I$ : Inertie de la section de radier.( $b=1\text{ml}$ )
- \_  $K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface.  $K = 40\text{MN/m}^3$
- \_  $b$ : Largeur du radier (bande de 1 mètre).

$$L_e = \sqrt{\frac{4EI}{KB}} \quad ; \quad I = \frac{bh^3}{12} \quad ; \quad h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{max}^4}{E\pi^4}} \quad ; \quad K=4000\text{t/m}^3$$

$$\Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 4.10^4}{3216420 \times 3.14^4}} = 0.558\text{m}$$

### Conclusion :

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$h_t = 70 \text{ cm}$  pour les nervure de radier .

$h = 50\text{cm}$  pour le dalle de radier

$b = 50 \text{ cm}$

On prend un épaisseur plus proche de l'épaisseur calculée, on prend : **hr = 65cm**

### Vérification :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0.022}{4000 \times 1}} = 2.93 > \frac{2}{\pi} \cdot L_{max} = 2.89... (cv)$$

**3.2.3. Calcul de la surface minimale du radier :****\*Détermination des efforts :**

$$\text{ELU: } N_u = 72530.2893 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_s = 52938.1963 \text{ KN}$$

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{72530.2893}{1,33 \times 140} = 389.529 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{52938.1963}{1,33 \times 140} = 284.308 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 492.525 \text{ m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = 389.529 \text{ m}^2$$

**Alors :** La surface de bâtiment > a la surface de Radier

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera :

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

$L_x$  : longueur en plan (29.85 m).

$L_y$  : largeur en plan (16.30 m).

**Calcul de débordement D :**

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm}). \text{ O\`u: } h_r = 0.5 \text{ m} \Rightarrow D \geq \text{Max} (25 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}).$$

On prend  $D = 0.4 \text{ m}$  alors l'emprise totale avec D est :

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y) = 492.525 + 0.4 \times 2 \times (29.85 + 16.30) = 529.445 \text{ m}^2$$

**- Poids du radier :**

$$G = (529.445 \times 0.65 \times 25) = 8603.481 \text{ KN}$$

**- Combinaison d'action :**

$$N_u = 72530.289 + 1.35 (8603.481) = 84144.99 \text{ KN}$$

$$N_s = 52938.196 + 8603.481 = 61541.68 \text{ KN}$$

**VI.3. Vérifications de radier :****3.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :** (BAEL 91) (Art : 5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\text{Avec : } b = 100 \text{ cm} ; d = 0,9 h = 45 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{84144.99 \times 1}{529.445} \cdot \frac{4.10}{2} = 325.81 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{325.81 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.72 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### **3.2. Vérification au poinçonnement :** BAEL91 (Art : A.5.2.42)

*Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°*

La Vérification se fait pour le voile ou de Poteau la plus sollicité a L'ELU).

Nous devons vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

$N_u$ : Charge revenant plus chargé.

$\mu_c$ : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.  $\mu_c = 2(a + b + 2hr)$

**\*Vérification pour les Voiles :** Le voile et le plus sollicitée et avec  $e=15\text{cm}$ .

$$\mu_c = 2 \times (0.15 + 3.95 + (2 \times 0.65)) = 10.80\text{m}$$

$$N_u = 268.1802 \text{ KN} \leq 0.045 \times 10.80 \times 3.95 \times 2500 / 1.5 = 2592\text{KN} \quad (\text{C.V})$$

**\*Vérification pour les Poteau :** Le Poteau et le plus sollicitée.

$$\mu_c = 2(0.50 + 0.45 + (2 \times 0.65)) = 4.5 \text{ m}$$

$$N_u = 2295.4588 \text{ KN} \leq 0.045 \times 4.5 \times 4.10 \times 2500 / 1.5 = 2520\text{KN} \quad (\text{C.V})$$

Donc : La condition est Vérifier pour la structure il n'ya pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

### **3.3. Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 10 \times 1.8 \times 322.96 = 8719.92 \text{ KN}$$

G : Poids total du bâtiment à la base du radier =  $N_G + G_{radier}$

$\alpha$  : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement  $\alpha = 1.5$

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 10\text{KN/m}^3$ )

Z : Profondeur de l'infrastructure ( $h=1.8 \text{ m}$ )

$$G_T = 72530.289 + 1.35 (42466.6) = 149925.67 \text{ KN} > 8719.92 \text{ KN}$$

⇒ Pas de risque de soulèvement de la structure.

**3.4. Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G ± E) :**

-Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5) le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} \Rightarrow e : \text{l'excentricite de la resultante des charges verticales.}$$

$$N_{total} = 36677.36 \text{KN}$$

$$M_x = 30421.93 \text{KN}$$

$$M_y = 56878.21 \text{KN}$$

Tableau. VI.1

	Sens(X-X)	Sens (Y-Y)
Ntotal(KN)	36677.36	36677.36
M(KN.m)	30421.93	56878.21
e(m)	0.829	1.551
L/4(m)	7.463	4.075
condition	vérifier	vérifier

**D. Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :**

$$I_{x-x} = \frac{b \times h^3}{12} = 36127.62 \text{ m}^4$$

$$I_{y-y} = \frac{b \times h^3}{12} = 10772.733 \text{ m}^4$$

**Le centre de gravité :**

$$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i}$$

$$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i}$$

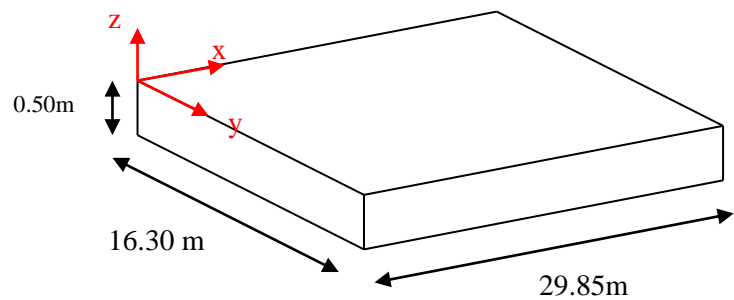


figure. VI.7

**Tableau .VI.2**

	Centre de gravité du radier	Centre de gravité du bâtiment	ex	ey
$x_g$	15.325	14.925	0.40	
$y_g$	8.55	8.15		0.40

**4.5. Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E) :**

$$\sigma_m \leq \overline{\sigma}_{sol} \quad ; \quad \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M \times V}{I} \quad ; \quad \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\overline{\sigma}_{sol} = 1.33 \times \sigma_{adm} = 1.33 \times 140 = 186.2 \text{ KN/m}^2.$$

$$X_g = 15.325 \text{ m}, \quad Y_g = 8.55 \text{ m}$$

Tableau VI.3

	I (m <sup>4</sup> )	N(KN)	M(KN.m)	S <sub>rad</sub> (m <sup>2</sup> )
X-X	36127.62	52938.196	30421.93	389.529
Y-Y	10772.733	52938.196	56878.21	389.529

Tableau VI.4

	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\overline{\sigma}_{sol}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m \leq \overline{\sigma}_{sol}$
<b>X-X</b>	148.81	123	142.36	186.2	C.V
<b>Y-Y</b>	181.05	90.76	185.48	186.2	C.V

**VI.4. Ferrailage du radier :**

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur les voiles et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires  $\mu_x, \mu_y$  qui dépend du rapport

$$(\rho = L_x / L_y) \text{ et du}$$

coefficient de POISSON ( $\nu$ )

**4.1. Méthodes de calcul :**

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$  : sont des coefficients en fonction de  $\alpha = l_x / l_y$  et  $\nu$  (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

Tableau .VI.5

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
En travée	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

#### 4.1.A. Calcul des moments fléchissant :

Tableau .VI.6

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q)/S_{rad}$	$q_{ser} = (G+Q)/S_{rad}$
$q_u = 72530.289/ 389.529$	$q_{ser} = 52938.196/ 389.529$
$q_u = 186.20 \text{ KN/m}^2$	$q_{ser} = 135.903 \text{ KN/m}^2$

#### • Ferrailage de la dalle de radier :

✓ Le plus grand panneau est le panneau du  $(3.95 \times 4.10) \text{ m}^2$ .

⇒ Panneau de rive.

■ L'ELU :  $v = 0$  ;  $q_u = 186.20 \text{ KN/m}$

$$\alpha = 3.95/4.10 = 0.96 > 0.4$$

⇒ Alors le panneau travaille dans les deux sens.

- **A partir du tableau :**

$$\mu_x = 0.0401$$

$$\mu_y = 0.911$$

- **Donc les moments sont :**

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0401 \times 186.20 \times 3.95^2 = 116.43 \text{ KN. m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.911 \times 116.43 = 106.13 \text{ KN. m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 116.43 = 98.97 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 106.13 = 90.21 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \Rightarrow 0.3 \times 116.43 = 34.93 \text{ KN.m/ml.}$$

- **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}] \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$\sigma_b = 14.2 \text{ Mpa} \quad b = 100 \text{ cm} \quad \emptyset \leq h/10 = 500/10 = 50 \text{ mm}$$

$$dx = h - c - \frac{\emptyset_x}{2} = 50 - 5 - \frac{5}{2} = 42.5 \text{ cm}$$

$$dy = dx - \frac{(\varphi_x + \varphi_y)}{2} = 37.5 \text{ cm}$$

**Condition de non fragilité :** BAEL91 (art. A.4.2)

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Sens- X :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 42.50 \times \frac{2.1}{400} = 5.13 \text{ cm}^2$$

Sens-Y :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 37.5 \times \frac{2.1}{400} = 4.53 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal des armatures ; BAEL91 (art B.6.4)

$$A \% \geq 0.001 \times b \cdot h = 5 \text{ cm}^2.$$



**Tableau.VI.7 :**

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	sur appui	En travée	sur appui	En travée
<b>Mu (N ×m)</b>	34930	98970	34930	9021
<b>μ</b>	0.0136	0.0386	0.0175	0.04517
<b>μ&lt;μL</b>	CV	CV	CV	CV
<b>As' (cm<sup>2</sup>)</b>	0,00	0	0,00	0
<b>α</b>	0.017	0.0492	0.022	0.0578
<b>β</b>	0.993	0.980	0.991	0.977
<b>σ<sub>s</sub></b>	348	348	348	348
<b>As (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	2.38	6.83	2.70	7.08
<b>As min (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	5.13	5.13	5	5
<b>Choix des barres/ml</b>	5HA12	5HA14	5HA12	5HA14
<b>AScorres (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	5.65	7.70	5.65	7.70
<b>Espacement (cm)</b>	20	20	20	20

■ **L'ELS** :  $v = 0.2$  ;  $q_s = 135.903 \text{ KN/m}$   
 $\alpha = 3.95/4.10 = 0.98 > 0.4 \Rightarrow$  alors le panneau travaille dans les deux sens.

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{BAEL91( Art.4.5.2)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ (2/3) f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} \quad FeE400 \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 0,666 \times 400 , 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

- **A partir du tableau :**

$$\mu_x = 0,0475$$

$$\mu_y = 0,939$$

- **Donc les moments sont :**

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 100.72 \text{ KN. m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 94.58 \text{ KN. m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_{tx} = 85.61 \text{ KN. m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_{ty} = 80.39 \text{ KN. m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \Rightarrow 30.22 \text{ KN.m/ml.}$$

Calcul des armatures : Tableau .VI.8

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Mser (KN.m)	30220	85610	30220	80390
$\mu$	0.0112	0.0316	0.0112	0.0381
$\mu < \mu_L$	CV	CV	CV	CV
$\sigma_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15
$\alpha$	0.0140	0.0401	0.0140	0.0486
$\beta$	0.994	0.984	0.994	0.980
$\sigma_{st}$ (MPa)	201.63	201.63	201.63	201.63
As (cm <sup>2</sup> /ml)	3.55	10.15	3.55	10.84
Asmin(cm <sup>2</sup> /ml)	5.13	5.13	5	5
choix des barres/ml	5HA12	6HA16	5HA12	6HA16
Ascorr(cm <sup>2</sup> /ml)	5.65	12.06	5.65	12.06
Espacement cm	20	15	20	15

**-Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots(A.5.1,1)p51$$

$$T_u = \frac{p_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{186.20 \times 3.95 \times 4.10}{2(4.10) + 3.95} = 248.19KN$$

$$\tau_u = \frac{248.19 \times 10^3}{1000 \times 540} = 0.460Mpa$$

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

$$\tau_u = 0.423 < [\bar{\tau}_u] = 2.5Mpa$$

La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

- **Etude de débord du radier :**

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur  $L = 0.40$  m. Le calcul du Ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre liner.

$h = 0.50\text{m}$

$b = 1\text{m}$

$d = 0.9 h = 0.45\text{m}$

• **Présentation schématique :**

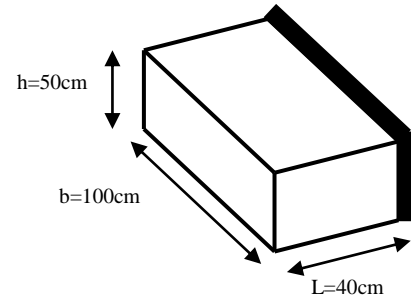
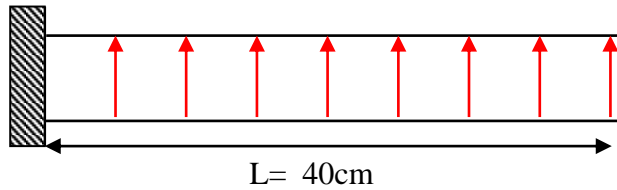
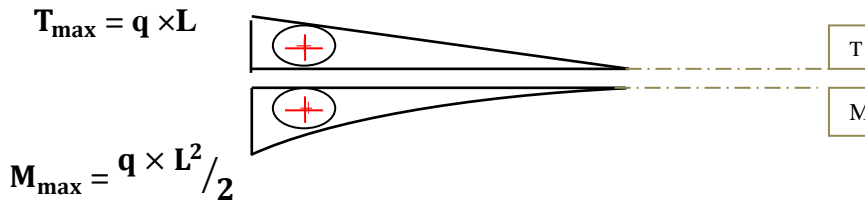


Fig .VI.8



■ **L'ELU :**

$M_{\max} = q_u \times L^2 / 2 = 186.20 \times (0.4)^2 / 2 = 14.896 \text{ KN.m}$

■ **L'ELS :** (fissuration préjudiciable) :

$M_{\max} = q_{\text{ser}} \times L^2 / 2 = 135.903 \times (0.4)^2 / 2 = 10.87 \text{ KN.m}$

Tableau .VI.8

	$M_{\max}$ (N.m)	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\min}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\text{Adop}}$ ( $\text{cm}^2$ )	Section adoptée
ELU	14896	0.00518	0.00649	0.997	0.95	5.43	5.65	5HA12
ELS	10870	0.00378	0.00473	0.998	0.695	5.43	5.65	5HA12

• **Vérification au cisaillement :**

$\tau_u < \overline{\tau_u} = 0,05 f_{28}$

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$

$b = 1 \text{ m.}$

$$d = 0,90 h = 0.45\text{m.}$$

$$V_u = q_u \times L$$

$$V_u = 186.20 \times 0.4 = 74.48 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{74.48 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.17 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u = 1,25 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Note :** On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

• **3.ETUDE DE LA NERVURE :**

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.

$$h = 70 \text{ cm} \quad d = 63 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm} \quad c = 5 \text{ cm}$$

**a-Calcul les charges revenant à la nervure**

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{72538.1963}{389.529} = 186.22 \text{ KN / m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_r} = \frac{52938.1963}{389.529} = 135.90 \text{ KN / m}^2$$

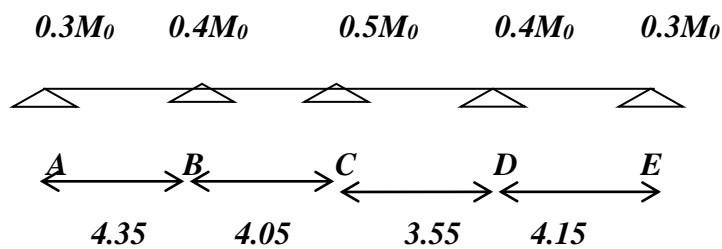
**a-Calcul les charges revenant à la nervure : tableau VI.9**

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q) / S_{rad}$	$q_{ser} = (G+Q) / S_{rad}$
$q_u = 72530.289 / 389.529$	$q_{ser} = 52938.196 / 389.529$
$q_u = 186.20 \text{ KN/m}^2$	$q_{ser} = 135.903 \text{ KN/m}^2$

Tableau 08

-Sens X-X

Fig. 09



<i>E.L.U</i>					<i>E.L.S</i>				
<i>Les travées</i>	<i>AB</i>	<i>BC</i>	<i>CD</i>	<i>DE</i>	<i>Les travées</i>	<i>AB</i>	<i>BC</i>	<i>CD</i>	<i>DE</i>
	4.35	4.05	3.55	4.15		4.35	4.05	3.55	4.15
<i>Pu</i> ( <i>KN/ml</i> )	186.20				<i>Ps</i> ( <i>kg/ml</i> )	135.903			
<i>M<sub>0</sub></i> ( <i>Kg.m</i> )	440.42	381.76	293.32	400.85	<i>M<sub>0</sub></i> ( <i>Kg.m</i> )	321.45	278.64	214.08	292.57

**Tableau 10**

B : Les moments sur appuis :

**Tableau.VI.10.** Les moments sur appuis à E.L.U et E.L.S

Travées (m)		E.L.U		E.L.S	
		<i>M<sub>0</sub></i> ( <i>Kg.m</i> )	<i>M<sub>app</sub></i> ( <i>Kg.m</i> )	<i>M<sub>0</sub></i> ( <i>Kg.m</i> )	<i>M<sub>app</sub></i> ( <i>Kg.m</i> )
AB = 4.35	0.3	44042.12	13212.636	32145.31	9643.593
	0.5		22021.06		16072.655
BC = 4.05	0.5	38176.82	15270.728	27864.36	11145.744
	0.4				
CD = 3.55	0.4	29332.32	20042.685	21408.97	14628.685
	0.5				
EF = 4.15	0.5	40085.37	12025.611	29257.37	8777.211
	0.3				

**Tableau.VI.11.** Les Moment sur travée à E.L.U et E.L.S

Travées (m)	E.L.U		E.L.S	
	$M_0(kg.m)$	$M_t(kg.m)$	$M_0(kg.m)$	$M_t(kg.m)$
LAB =4.35	440.42	385.139	321.45	280.67
LBC =4.05	381.76	220.97	278.64	240.09
LCD =3.55	293.32	264.47	214.09	192.73
LDE=4.15	400.8537	276.794	292.57	222.37

$$V_x = \frac{p_u l}{2} + \frac{M_E - M_w}{l}$$

**Tableau.VI.12.** L'effort tranchant à E.L.U et E.L.S

travées	L (m)	E.L.U			E.L.S		
		$V_{0x} = \frac{p_u l}{2}$	Tg(kg)	Td(kg)	$V_{0x} = \frac{p_u l}{2}$	Tg(kg)	Td(kg)
A-B	4.35	40498.5	24518.130	-22183.069	29558.25	16166.150	-17867.849
B-C	4.05	37705.5	19583.886	-21985.314	27519.75	16022.032	-14271.967
C-D	3.55	33050.5	18811.40	-17625.799	24122.25	13708.63	-12845.37
D-E	4.15	38636.5	18605.17	-23223.83	28199.25	14389.99	-15904.01

-Sens Y-Y

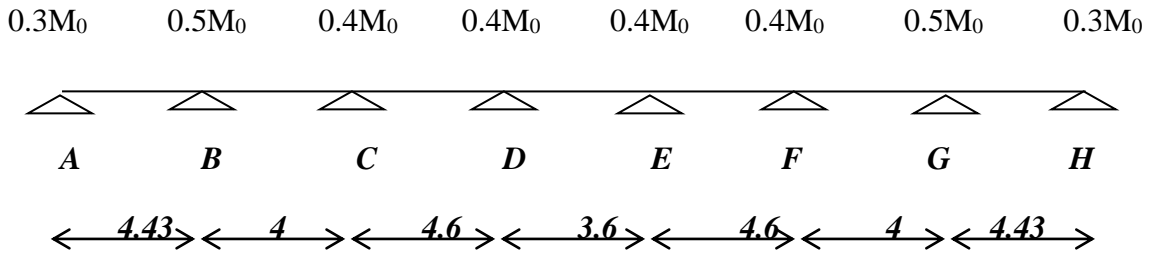


Fig VI 10

Tableau. VI. 13

E.L.U						E.L.S					
Les travées	AB	BC	CD	DE	EF	Les travées	AB	BC	CD	DE	EF
		4.43	4	4.6	3.6		4.6		4.43	4	4.6
Pu (KN/ml)	186.20					Ps (kN/ml)	135.903				
M0 (KN.m)	456.7 7	372. 4	492. 5	301.6 4	492. 4	M0 (KN.m)	333.3 8	271. 8	359.4 6	220.1 6	359.4 6

E.L.U			E.L.S		
Les travées	FG	GH	Les travées	FG	GH
		4		4.43	
Pu (KN/ml)	186.20		Ps (kN/ml)	74.80	
M0 (KN.m)	372.4	456.77	M0 (KN.m)	271.8	333.38

B : Les moments sur appuis :

**Tableau .VI.14.** Les moments sur appuis à E.L.U et E.L.S

Travées (m)		E.L.U		E.L.S	
		$M_0(Kg.m)$	$M_{app}(Kg.m)$	$M_0(Kg.m)$	$M_{app}(Kg.m)$
AB =4.43	0.3	456.77	137.031	333.38	100.014
	0.5		228.385		166.69
BC = 4.0	0.5	372.4	197	271.8	143.784
	0.4				
CD = 4.6	0.4	492.5	197	359.46	143.784
	0.4				
DE = 3.6	0.4	301.64	197	220.16	143.784
	0.4				
EF = 4.6	0.4	492.5	197	359.46	143.784
	0.4				
FG=4	0.5	372.4	228.385	271.8	166.69
	0.5				
GH=4.43	0.5	456.77	137.031	333.38	100.014
	0.3				

**Tableau.VI.15.** Les Moment sur travée à E.L.U et E.L.S

Travées (m)	E.L.U	E.L.S
	$M_t(kg.m)$	$M_t(kg.m)$
LAB = 4.43	245.348	178.79
LBC = 4.00	307.92	233.85
LCD = 4.6	380.406	286.86
LDE=3.6	283.176	206.36
LEF=4.6	380.406	286.86
LFG=4.00	307.92	233.85
LGH=4.43	245.348	178.79



Tableau .VI.16. L'effort tranchant à E.L.U et E.L.S

$$V_x = \frac{P_u l}{2} + \frac{M_E - M_W}{l}$$

travées	L (m)	E.L.U			E.L.S		
		$\frac{P_u l}{2}$ V0x =	Tg(kg)	Td(kg)	$\frac{P_u l}{2}$ V0x =	Tg(kg)	Td(kg)
A-B	4.43	412.433	197.43	-166.94	301.025	143.88	-121.66
B-C	4.00	372.4	200.148	-210.412	271.806	150.684	-148.516
C-D	4.60	428.26	241.82	-230.32	312.58	172.04	-172.04
D-E	3.6	335.16	177.39	-192.11	244.63	134.64	-134.64
E-F	4.6	236.072	230.32	-241.82	312.58	172.04	-172.04
F-G	4.00	372.4	210.412	-200.148	271.806	148.516	-150.684
G-H	4.43	412.433	166.94	-197.43	301.025	121.66	-143.88

$$ELU \begin{cases} (X - X) : M_t = 385.139 \text{ KN.m} , M_a = -220.22 \text{ KN.m} \\ (Y - Y) : M_t = 380.176 \text{ KN.m} , M_a = -160.73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} (X - X) : M_t = 280.67 \text{ KN.m} , M_a = -228.385 \text{ KN.m} \\ (Y - Y) : M_t = 286.86 \text{ KN.m} , M_a = -166.69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau VI.17: ferrailage de nervure a la ELU:

Sens		Mu [KN.m]	$\mu b$	$\alpha$	$\beta$	Acal	Amin	A adoptée	Section adoptée
X-X	Appuis	220.22	0.023	0.029	0.988	6.13	17.5	17.5	4HA16+4HA20
	Travée	385.138	0.088	0.115	0.954	18.41	17.5	18.41	4HA16+4HA20
Y-Y	Appuis	160.69	0.024	0.031	0.987	5.64	17.5	17.5	4HA16+4HA20
	travée	380.176	0.085	0.111	.9550	20.42	17.5	20.42	4HA16+4HA20

- \*Ferrailage de nervure a la ELS: **Tableau VI.18**

Sens		Mu [KN.m]	$\mu b$	$\alpha$	$\beta$	Acal	Amin	A adoptée	Section adoptée
X-X	Appuis	228.38	0.017	0.021	0.991	4.45	17.5	17.45	4HA16+4HA20
	Travée	286.67	0.050	0.065	0.973	13.42	17.5	17.5	4HA16+4HA20
Y-Y	Appuis	166.69	0.017	0.002	0.999	4.06	17.5	17.5	4HA16+4HA20

	travée	280.86	0.063	0.081	0.967	14.89	17.5	17.5	4HA16+4HA20
--	--------	--------	-------	-------	-------	-------	------	------	-------------

- **Vérifications à l'ELU :**

-Vérifications de la l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right\}$$

Sens	Vu (KN)	$\tau_u$ (MPa)	Observation
X-X	245.18	0.38	C.V
Y-Y	241.82	0.38	C.V

**Tableau.VI. 19**

Vérifications nécessaires pour les nervures :

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{BAEL91.A.4.2})$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 50 \times 63 \times \frac{2,1}{400} = 3,8 \text{cm}^2$$

- Le pourcentage minimal d'armature :

Selon BAEL91 :

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0,001 \times h \times b \quad (\text{BAEL91.B.6.4})$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0,001 \times 50 \times 70 = 3,5 \text{cm}^2$$

Selon PPA99/2003 :

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,5\% \cdot b \times h \quad (\text{art. 7.5.2.1})$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,5\% \cdot 50 \times 70 = 17,5 \text{cm}^2$$

- Armatures transversales minimales

$$\Phi \leq \min \left( \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi \right) = (20, 50, 20) \Rightarrow \text{On prend } \Phi = 10 \text{ mm}$$

- Armatures transversales minimales

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 20 \times 50 = 3 \text{cm}^2$$

Nous prenons :  $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{cm}^2$

- Espacement des armatures transversales

- En zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L\right) \Rightarrow S_t \leq \min(17.5, 24)$$

$$S_t \leq 15$$

- En zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2} \Rightarrow S_t \leq 35$$

Nous prenons :

St = 15 cm En zone nodale

St = 20 cm En zone courante

**Nota :**

On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

Afin de garder la nappe supérieure dans sa position il faut prévoir des chaises en T10 5/m<sup>2</sup> spécialement conçus et confectionnés en ce sens.

**Nervure sur appui :**

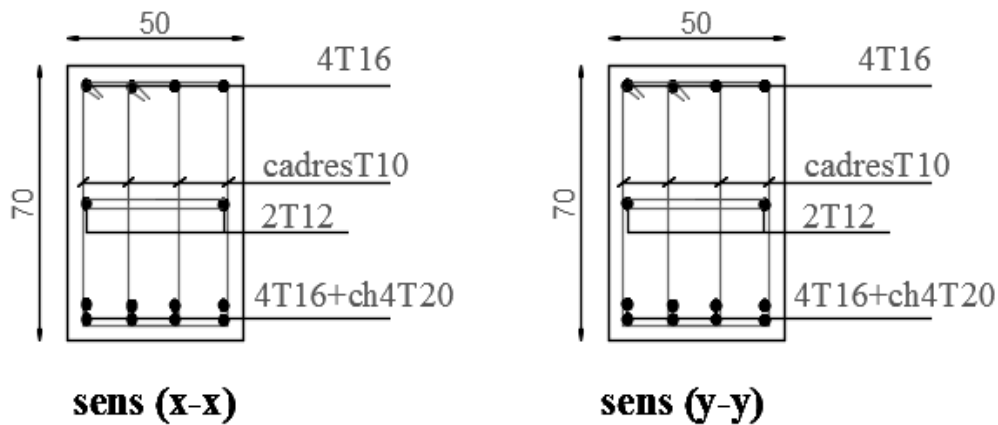
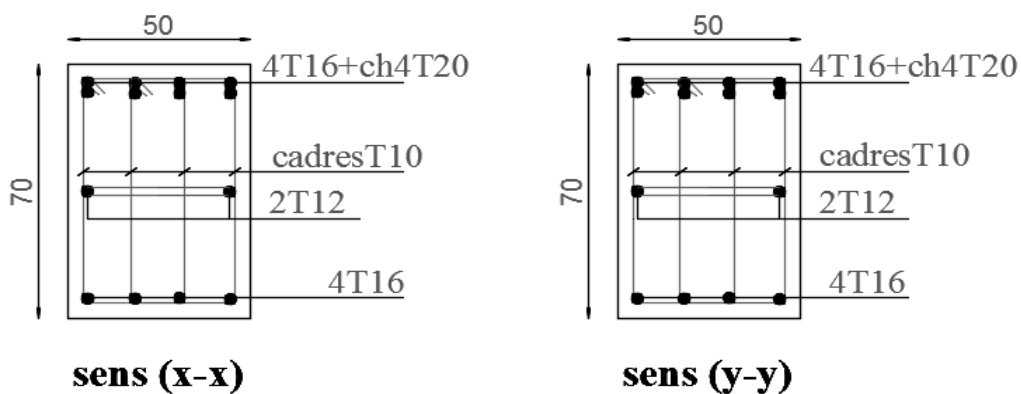


Fig.11.ferraillage sur appui de nervure.

**Nervure en travée :**



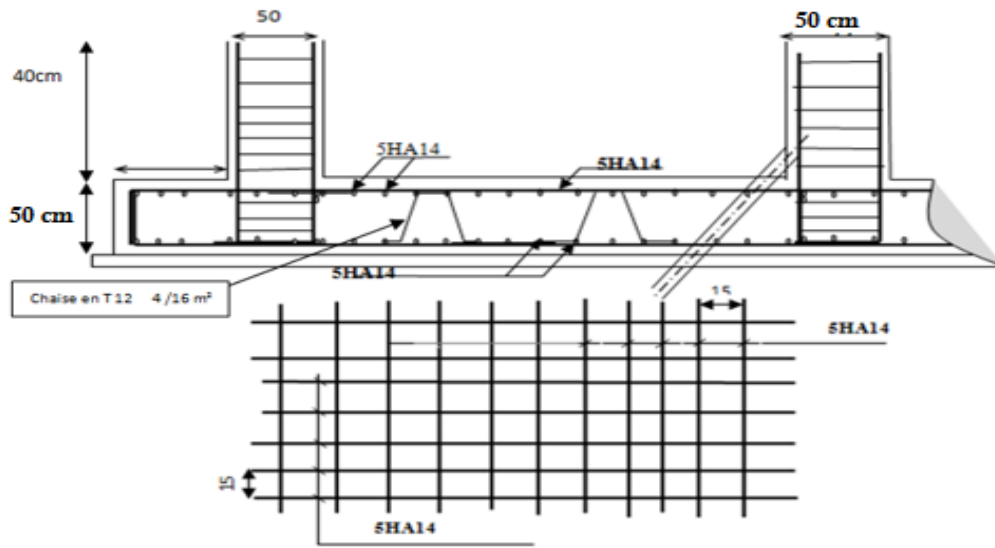


Fig.12.ferrailage en travée de nervure.

Fig .VI.13. Ferrailage de la radier

## VI-4-LA DALLE FLOTTANTE

### I- INTRODUCTION:

La terre pleine peut constituer le soubassement d'un immeuble, cette solution est souvent plus économique qu'un vide sanitaire, dans la mesure où le sol le permet.

On distingue deux types de dallage sur terre plein :

- ❖ Dallage porteur: est lié à la bêche périphérique.
- ❖ Dallage non porteur: est indépendant de la structure.

Le choix entre ces deux cas sera fonction des charges verticales et la nature du sol.

Pour se fixer les idées, précisons que le système à dallage porteur s'accommode bien une structure légère, mais dans notre projet, nous avons utilisé le système à dallage non porteur.

### II- MISE EN ŒUVRE :

La mise en oeuvre d'un dallage sur terre plein sans être très délicate doit se faire en respectant les trois étapes suivantes :

- ❖ La préparation du sol.
- ❖ La mise en place de terre pleine.
- ❖ L'exécution du dallage.

#### II-1- Préparation du sol :

La préparation du sol qui doit comporter 4 étapes :

- Décapage.
- Nivellement.
- Compactage.
- Drainage.

#### II-2- Mise en place de terre pleine :

La terre pleine est un rapport de matériaux disposé sur le sol en place qui va servir au dallage. Il peut être constitué par des cailloux, des graviers et des sables mélangés ou non, il ne doit comporter ni gravier ni matière organique. Le matériau est répandu et compacté par couches régulières de 20 cm d'épaisseur au plus.

Cette terre pleine va recevoir une couche d'isolation ou d'étanchéité. Il faut donc l'arranger pour éviter le poinçonnement. Dans ce but répandez un lit de sable de 5 cm d'épaisseur moyenne ou bien un lit de mortier maigre de 3 cm.

On peut réaliser la couche d'étanchéité à l'aide de feuille de polyéthylène.

### II-3- Exécution de dallage:

L'épaisseur minimale de dallage doit être de 8 cm, pour notre projet, on choisit une épaisseur de 15 cm en béton armé.

Pour un dallage non porteur c'est à dire indépendant de la structure à l'aide d'un joint de 2 cm au minimum.

L'armature est constituée par une nappe de treillis soudés soit (forfaitairement) de  $\Phi 6$ , maille de  $(20 \times 20)$  cm<sup>2</sup>, ces armatures placées à la partie supérieure.

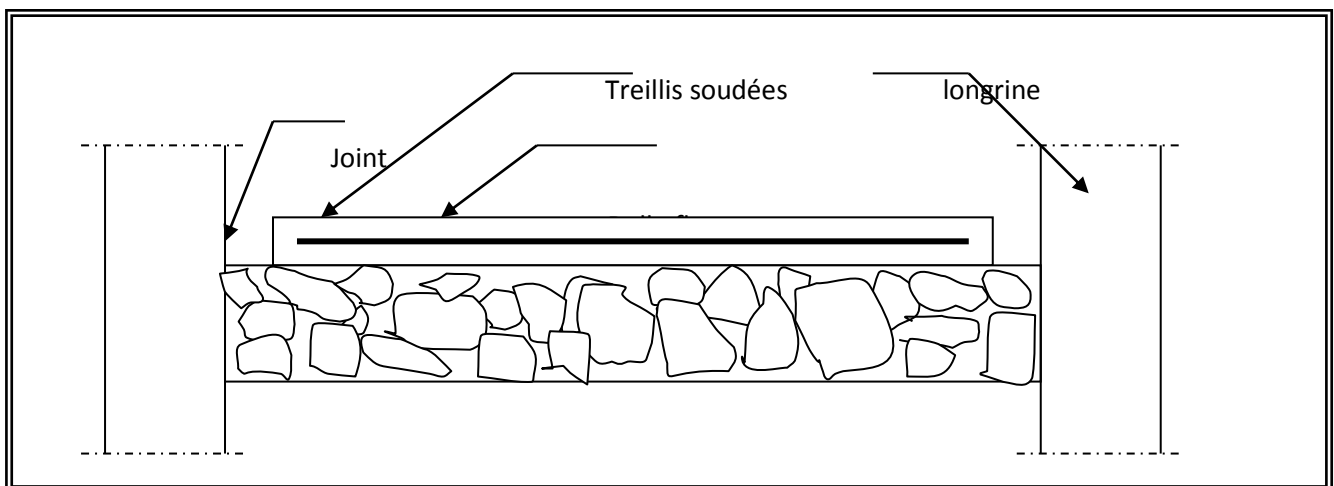


Fig-VI-3-

# *Conclusion*

Le projet de fin d'étude est une occasion à l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation, Cette expérience nous à permis aussi d'acquérir des connaissances sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; l'application des règlements tels que :

RPA (99/version 2003) ; BAEL 91 ; CBA93, la pratique des logiciels Comme : Robot ; autocad ...etc.

Pour ce projet, nous avons agis principalement sur deux plans :

\*D'une part (**stabilité**) le contreventement et la disposition des voiles ; nous avons constaté que la disposition des voiles est un facteur important pour assurer la stabilité et la sécurité des structures.

\* Et d'autre part (**économie**) l'estimation des quantités du béton et d'aciers nécessaire. En effet, le pré dimensionnement a donné des sections de poteaux non économiques.

Donc c'est une première et très importante expérience pour la vie d'un ingénieur.

# BIBLIOGRAPHIE

- Règles Parasismique Algériennes RPA99/version 2003 (DTR- B.C.2.48).
- Charges Permanentes Et Charges D'exploitation (DTR- B.C.2.2).
- Règles Techniques De Conception Et De Calcul Des Ouvrages Et Constructions En Béton Armé Suivant La Méthode Des États Limites (BAEL91)
- Cours De Béton Armé BAEL91.
- Exercices De Béton Armé Selon Les Règles BAEL83.
- Calcul Pratique Des Tours En Béton Armé.  
Ouvrages En Béton Armé (Technologie du bâtiment gros œuvre).
- Béton Armé, Guide de calcul  
Jaques LAMIRAULT, Henri RENAUD