

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique*  
*Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou*  
*Faculté du génie de la construction*  
*Département de génie civil*



# Mémoire de fin d'étude

*En vue d'obtention du diplôme master professionnel en génie civil.*  
*Option : construction civile et industrielle.*

## THEME

**Etude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation et commercial avec l'application ROBOT 2013.**



Réalisé par : M<sup>elle</sup> : KACER NACERA  
M<sup>elle</sup> : BOUMRAH SAIDA

Dirigé par : M<sup>ame</sup> IDRES

Année 2012-2013



# Remerciement

*Nous tenons en premier lieu à remercier Dieu.*

*Et au terme de ce travail, nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à notre promotrice pour avoir accepté de diriger ce modeste travail, tout au long de l'élaboration du présent mémoire.*

*Nous tenons à remercier tous les enseignants de GENIE CIVIL qui ont contribué à notre formation*

*Nous tenons à remercier aussi le personnel de la bibliothèque de Génie Civil pour leur disponibilité.*

*Nos remerciements à nos familles et tous les amis(es) En fin, nous tenons à remercier également les membres de jury qui nous ferons l'honneur de juger notre travail.*

*Merci à tous*



# Introduction Général

La qualité des constructions s'est accrue de façon notable au cours de la dernière décennie, sans que les conditions économiques aient été profondément modifiées. Les progrès enregistrés sont dus, en grande partie, à l'apparition de composants industriels performants et plus particulièrement les nouvelles technologies qui sont régies par l'outil informatique, recommandées par l'industrie du bâtiment et des divers centres techniques.

En se référant aux expertises du séisme 2003(BOUMERDES) relevant des dégâts sur des structures en portiques auto-stable ; alors RPA nouvelle version exige l'usage des structures contreventées par voiles ou structure mixte en zone sismique.

Au cours de ce travail, nous nous sommes intéressés à l'étude de la structure sur le plan de la résistance des éléments structuraux d'un bâtiment à usage d'habitation (R+9). En respectant l'aspect architectural, nos études sont faites en concordance entre les calculs théoriques effectués et les aspects pratiques établie.

## I.1 Description et présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui nous a été confié consiste en l'étude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation et commercial, situé à BOUIRA, zone de moyenne sismicité (ZONE IIa). Le sol sur lequel est construit ce bâtiment est un sol meuble avec une contrainte admissible égal à 2 bars.

## I.2 Caractéristiques géométriques :

- Hauteur totale du bâtiment (y compris l'acrotère)	32.22m.
-Longueur totale du bâtiment	16.14m.
-Largeur totale du bâtiment	14.90m.
-Hauteur d'étage	3.06m.
-Hauteur du RDC	4.08m.

## I.3 système structural:

La structure a une ossature **mixte** composée de :

Portiques transversaux et longitudinaux (poteaux et poutres) qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales.

Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) qui reprennent essentiellement les charges horizontales et verticales (séismes, vent... etc.)

## I.4 La réglementation utilisée:

Les normes utilisées pour le calcul et le dimensionnement

- BAEL91 modifiées 99(Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).
- RPA99 modifié2003 (Règles parasismiques algériennes).
- DTR-BC-22(Charges et surcharges d'exploitation).
- CB A93 (conception et calcul de la structure en béton armé).

## I.5 Eléments de l'ouvrage

### I.5.1. L'acrotère :

Sera calculé comme une console encadrée au niveau de la poutre du plancher terrasse, il sera soumis a son poids propre et une poussée latérale  $P=1,00KN/ml$  dû à la main courante provoquant un moment de renversement « M »

### I.5.2. Les Planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages. Ils assurent deux fonctions principales

#### \* mécanique Fonction de résistance:

Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leurs poids propres et les surcharges, et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

#### \*Fonction d'isolation :

Les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre cas, on a des planchers à corps creux avec une dalle de compression.

### I.5.3. Les Voiles :

Sont des murs en béton armé, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage. Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme.

**I.5.4 Balcons :**

Les balcons sont en console réalisés aussi en corps creux

**I.5.5. Les escaliers :**

Nous avons une seule deux cages d'escaliers (deux volées) et trois volées.

Ils permettent d'accéder aux différents étages, ils sont constitués de paliers et de paillasse en béton armé coulé sur place

**I.5.6 La cage d'ascenseur :**

Ce bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voile.

**I.5.7. Remplissage:**

On distingue deux types :

- Murs de façade seront réalisés en double cloisons de briques creuses de 10 cm, séparées par une lame d'air de 5 cm.
- Murs de séparation intérieurs en simple cloisons de briques de 10 cm.

**I.5.8 Les revêtements :**

- Carrelage (scellé) pour les planchers et escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds

**I.5.9. Système de coffrage :**

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques, et un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution.

**I.5.10. Les fondations :**

Sont des ouvrages en béton armé ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure.

Ces éléments transmettent les charges au sol, soit directement : (cas des semelles filantes ou radier général), soit par l'intermédiaires d'organe : (cas des semelles reposant sur pieux).

Le choix du mode de fondation à adopter est en fonction des conditions de résistances et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques des sols.

**I.6. Caractéristiques mécaniques de matériaux :****A. Le béton :**

Est un matériau constitué par un mélange de : ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau. Il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie en fonction de la qualité d'eau du gâchage et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles BAEL 91, et le RPA 99 modifié en 2003.

A titre indicatif le dosage courant par  $1\text{m}^3$  est comme suit:

Granulat (sable  $\Phi \leq 5\text{mm}$ , gravier  $5 \leq \Phi \leq 25\text{mm}$ ).

- Gravions : 800L
- Sable : 400L
- Ciment : 300à400Kg / $1\text{m}^3$ .
- 150 à 200L d'eau.

**REMARQUE :** ce n'est pas évidant que les dosages impose donne  $f_{28} = 25 \text{ MPa}$ , c'est aux laboratoires de nous préparer un béton de 25MPa.

**a. Résistance caractéristique du béton à la compression à j jours :**

Dans les cas courants, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge. ( $f_{c28}$ )

Cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200 cm<sup>2</sup> de section

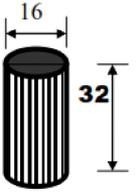
(d =16 cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (h =32cm)

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge <28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$f_{cj} = J/(4.76 + 0.83J) f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa.}$$

$$f_{cj} = J/(1.4 + 0.95J) f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} \geq 40 \text{ Mpa.}$$

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 25MPa facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés.



**b. Résistance caractéristique du béton à la traction :** (art A-2.12 BAEL 91)

Le béton est caractérisé par une faible résistance à la traction, de l'ordre de 10% de la résistance à la compression ; elle est définie comme suite :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ à } j = (28j) \quad f_{t28} = 0.6 + (0.06 \times 25) = 2.1 \text{ Mpa}$$

**c. Module de déformation longitudinale :** il existe deux modules de déformation longitudinale :

- **Instantané :**  $E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}$  (BAEL 91.art.2.1,21).
- **Différé :**  $E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$  (BAEL 91.art.2.1,22).

$$A \quad j = 28 \text{ jours} \Rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164,2 \text{ Mpa} \\ E_{vj} = 10818,87 \text{ Mpa} \end{cases}$$

**d. Module de déformation transversale :**

Il est donné par la formule suivante :  $G = E/2(1 + \nu)$

E : module de Young et  $\nu$  : coefficient de poisson.

**e. Le Coefficient de poisson :**

C'est le rapport entre la déformation relative transversale  $\Delta d/d$  et la déformation relative longitudinale  $\Delta l/l$  ;  $\nu = (\Delta d/d) / (\Delta l/l)$ .

\*Il est pris égal à :

- $\nu = 0$  à l'ELU, pour le calcul des sollicitations.
- $\nu = 0.2$  à l'ELS, pour le calcul des déformations

**f. Les états limites:**

Ils correspondent aux conditions de sécurité et de comportement en service de la structure, on distinguera deux types :

▪ **état limite ultime de résistance:**

C'est la limite au-delà de laquelle la structure perd sa stabilité :

- stabilité de forme (flambement)
- résistance mécanique (rupture) et donc la ruine de l'ouvrage.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :  $\gamma_b$  est un coefficient de sécurité pris égale à :  
 1.15 en situation accidentelle  
 1.5 en situation courante

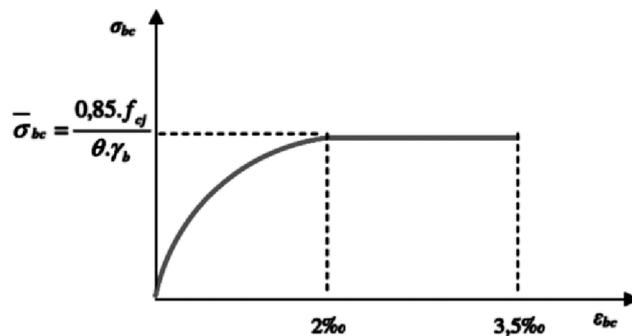
0.85 devient 0.8 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères :

$\theta$ : coefficient d'application des actions considérées, telle que :

	$\theta=1$	si la durée d'application des action est supérieur a
24h		
	$\theta=0.9$	si la durée d'application des actions est entre 1h et
24h		
	$\theta=0.85$	si la durée d'application des actions est inférieure à
1h		

A 28j on a  $F_{bc}=21.73\text{MPa}$  en situation accidentelle

▪ **Diagramme contrainte-déformation du béton à L'ELU** : (BAEL/A.4.3.4)



**Figure I.1:** Diagramme contrainte- déformation (ELU).

$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$  compression pure. Avec  $(\epsilon_{bc}$  raccourcissement du béton).

$2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰}$  compression avec flexion.

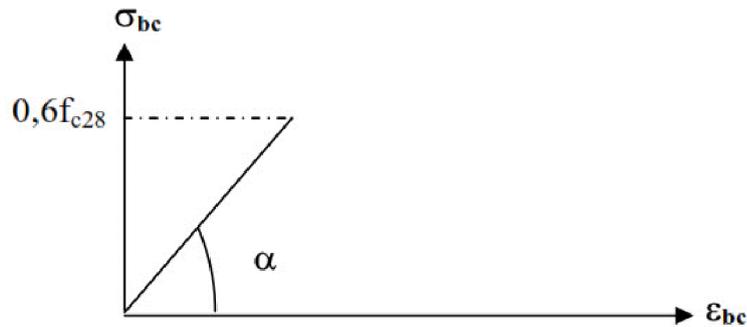
En compression pure, les déformations relatives du béton sont limitées à 2‰.

▪ **état limite de service** : (BAEL/A.4.5.2) :

C'est la limite au-delà de laquelle les conditions normales de durabilité et d'exploitation ne seront plus satisfaites, il comprend l'état limites de fissuration et de déformation.

La contrainte limite ultime de service a la compression est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15\text{Mpa (à 28j d'âge)}$$



**Figure I.2:** Diagramme des contraintes- déformation du béton

**g. contrainte limite de cisaillement à l'ELS :** (BAEL 91 modifier en 99. ART5-1)

elle est donnée par :

$$\tau_u = V_u / b \cdot d$$

$V_u$  : effort tranchant

$b$  : largeur

$d$  : hauteur utile  $d=h-c$

$\tau_u \leq \min \{0.2f_{cj} / \gamma_b ; 5\text{Mpa}\}$  si la fissuration est non préjudiciable

$\tau_u \leq \min \{0.15f_{cj} / \gamma_b ; 4\text{Mpa}\}$  si la fissuration préjudiciable et très préjudiciable

## B. Acier :

a. Généralité :

C'est un matériau qui possède une très bonne résistance à la traction classés en trois catégories :

- Les ronds lisses FeE215 et FeE235 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215Mpa et 235Mpa respectivement.
- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondent à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400Mpa et 500Mpa.
- Treillis soudés formés par assemblage des barres tréfilées soudées.

b. module d'élasticité longitudinale  $E_s$  :

Il est pris égal à  $2 \cdot 10^5$  Mpa.

c. contraintes limites  $\sigma_{st}$  :

- A L'ELU :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

avec  $\gamma_s$  : coefficient de sécurité pris égale à :

1.15 → situation courante

1.00 → situation accidentelle

- A L'ELS :

Pour éviter le risque de corrosion des armatures, les ouvertures des fissurations dans le béton doivent être limitées ; en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

- **Fissuration peu nuisible :** (Art A.4.5.32/BAEL91)  
Cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire  $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$
- **Fissuration préjudiciable :** (Art A.4.5.33/BAEL91)  
Cas des éléments exposés aux intempéries

$$\bar{\sigma}_s = \min \{2f_c/3 ; \max(0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ty}}) \text{ MPa}$$

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

Cas des éléments exposés à un milieu agressif

$$\bar{\sigma}_{st} = 0.8 \min \{2f_c/3 ; \max(0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ty}}) \text{ en MPa}$$

$\eta$  : coefficient de fissuration

$\eta=1$  pour les ronds lisses

$\eta=1.3$  pour les fils dont le diamètre  $< \text{à } 6\text{mm}$

$\eta=1.6$  pour les hauts adhérences(HA)

- d. Diagramme contrainte déformation (Art A.2.2. 2/BAEL91)

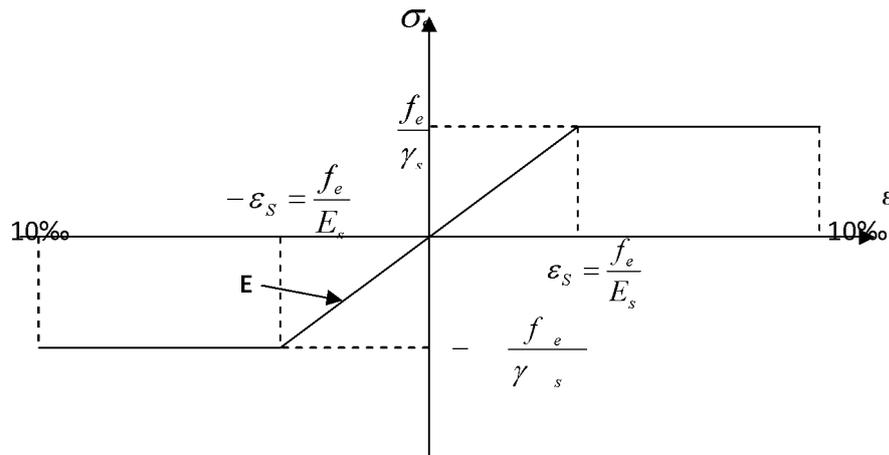


Figure I.3 : Diagramme *contrainte déformation*

- e. Protection d'armatures [BAEL91/A.7.1.] ..... [2]

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

- $C \geq 5\text{cm}$  : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives
- $C \geq 3\text{cm}$  : Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations)
- $C \geq 1\text{cm}$  : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux

### Introduction :

Le pré dimensionnement a comme but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements (*RPA99/ version2003*) et (*C.B.A 93*).

### II.1 Pré dimensionnement des planchers :

#### A. Planchers:

##### ✓ Planchers à corps creux :

L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculé pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage, ne soit pas trop élevées à cause de désordre que ceux-là occasionnerons aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

La hauteur du plancher est donnée par la norme suivante: (*BAEL 91 modifiées 99 / Art B.6, 8,423*)

$$ht \geq \frac{L}{22.5}$$

L : Portée libre maximale entre nus des appuis dans le sens des poutrelles.

ht: Hauteur total du plancher.

On a:  $L_{\max} = 468 - (15 + 15)$  cm.  $h_t = \frac{468 - (0.15 + 0.15)}{22.5} = 19.46$  cm.

RPA exige min (bxh)=25cm dans la zone(IIa), on prend min de (bxh)=30cm

On adoptera pour un plancher de 20 cm d'épaisseur (16+4) composé de corps creux de 16 cm.

Et une dalle de compression de 4 cm.

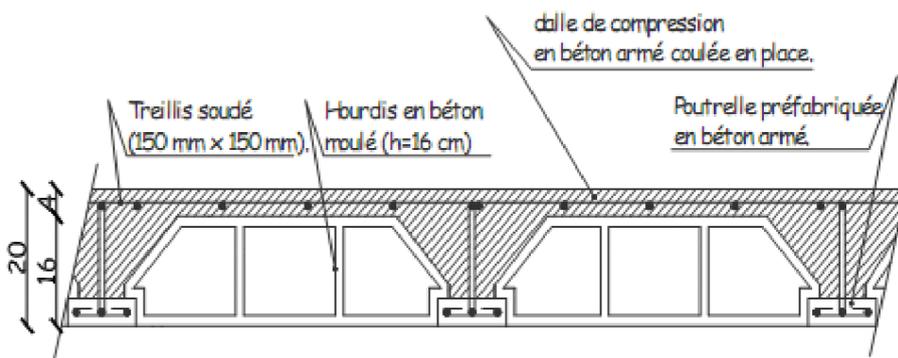


Figure II.1 : Schéma descriptif d'un plancher en corps creux.

### II.2 Pré dimensionnement des portiques :

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

#### A. Poutres :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place, leur rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles). Selon le (*règlement B.A.E.L 91 modifié 99*) les poutres seront pré dimensionné par la condition de la flèche.

La hauteur « h » de la poutre est donnée

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

L : la portée max entre appuis d'un nœud à un autre

La largeur b donnée par :  $0.4h \leq b \leq 0.7h$

Et elles sont vérifiées par le *R.P.A99 version2003*. (*Art 7.5.1*)

Largeur  $b \geq 20$  cm.

Hauteur  $h \geq 30$  cm.

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

Largeur max  $b_{\max} \leq 1.5h + b_1$  Tel que  $b_1$  est la largeur du poteau.

**a. Pré-dimensionnement de la poutre principale (sens transversal) :**

Ce sont des poutres porteuses, disposées perpendiculairement aux poutrelles.  
La hauteur de la poutre est :

on a  $L_{\max} = 468 - 2(15) = 438$  cm.

$$\frac{438}{15} \leq h \leq \frac{438}{10} \qquad 29.2 \leq h \leq 43.8$$

On prend  $h = 40$  cm.

La largeur de la poutre :  $0.4(40) \leq b \leq 0.7(40) \qquad 20 \leq b \leq 28$

**On prend  $b = 30$  cm et  $h = 40$  cm.**

Quant aux exigences du (*RPA 99*), on constate qu'elles sont toutes vérifiées.

**b. Pré-Dimensionnement De La Poutre Secondaire:**

Elles sont parallèles aux poutrelles  
La hauteur de la poutre est :

On a  $L_{\max} = 325 - 2(15) = 295$  cm.

$$\frac{295}{15} \leq h \leq \frac{295}{10} \qquad 19.66 \leq h \leq 29.5 \quad ; \text{ on prend } h = 40 \text{ cm}$$

La largeur de la poutre :  $0.4(40) \leq b \leq 0.7(40) \qquad 16 \leq b \leq 28$

Pour les mêmes raisons que les poutres principales

**On prend  $b = 30$  cm et  $h = 40$  cm.**

Quant aux exigences du (*RPA 99*), on constate qu'elles sont toutes vérifiées.

D'où

Poutre principale :  $30 \times 40$  cm<sup>2</sup>

Poutre secondaire :  $30 \times 40$  m<sup>2</sup>

**B. Les Poteaux :**

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

En plus des armatures longitudinales (verticales) qui s'ajoutent à la résistance du béton à la compression, on dispose aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles et évitent le flambement du poteau.

Le Pré-dimensionnement des poteaux se fera à L'ELS en compression simple, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal  $N_s$ .

On applique la descente de charges sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de charge.

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite de compression du béton, donnée par:

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

Selon le (RPA99 Rev 2003, A7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

min (b, h) ≥ 25 cm .....en zone IIa.

min (b, h) ≥  $\frac{h_e}{20}$  .....h<sub>e</sub> est la hauteur libre entre étages

Le rapport  $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$

**Remarque :**

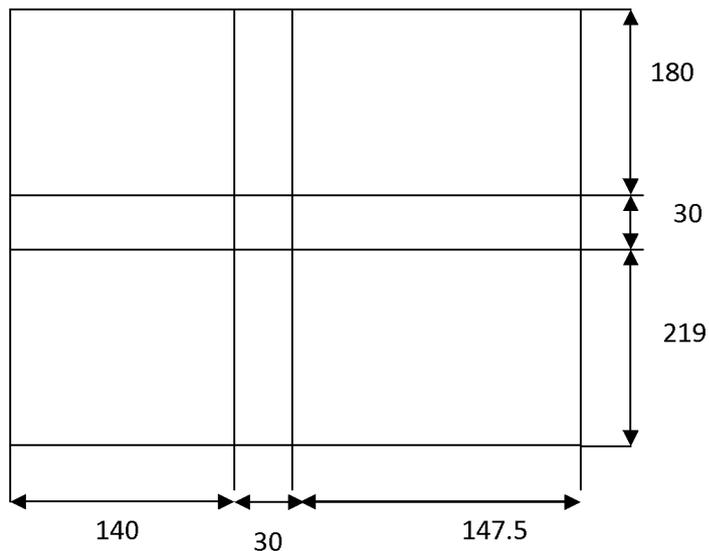
L'effort normal N<sub>s</sub> sera déterminé à partir de la descente de charge. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment

➤ **Descente de charges :**

**-Surface d'influence :**

Calcul de la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

on a quatre poteaux sollicités de la même manière, du fait que les surfaces des planchers qui leurs reviennent est la même



**Figure II.2:Poteau le plus sollicite**

$$S_{brute} = 317.5 \times 417.5 = 13.62m^2$$

$$S_{nette} = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S_{nette} = (1.40 \times 2.19) + (1.40 \times 1.80) + (1.475 \times 2.19) + (1.475 \times 1.8) = 11.47m^2$$

### II.3 Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitation:

\*charges permanentes

#### plancher terrasse

N <sub>0</sub>	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kn/m <sup>3</sup> )	G (kn/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravier	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane	0.01	1	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Hourdis et table compression.	0.20	14	2.80
7	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
<b>G<sub>tot</sub> (corps creux)=5.68kn/m<sup>2</sup></b>				

Tableau. II-1 : Les charges permanentes revenant au plancher terrasse

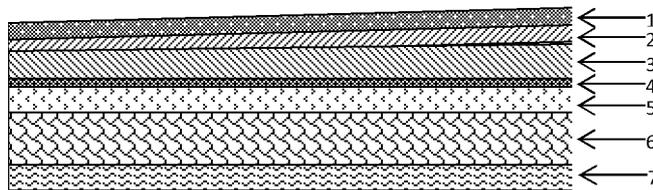


Figure II.3 : Coupe transversal de plancher terrasse

#### Le plancher d'étage courant

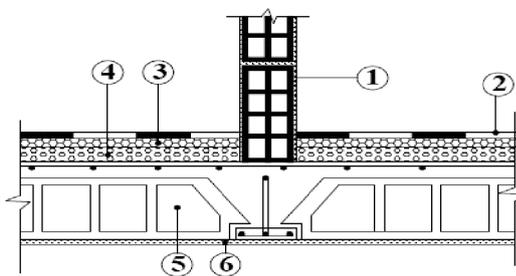


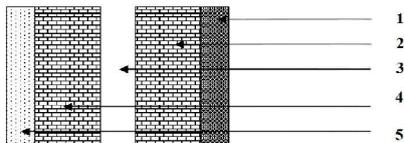
Figure II.4 : Coupe transversal d'étage courante

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kn/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1. Maçonnerie en briques creuses avec enduit.	<b>10</b>	/	<b>0.9</b>
2. Revêtement en carrelage	<b>0.02</b>	<b>20</b>	<b>0.4</b>
3. Mortier de pose	<b>0.02</b>	<b>22</b>	<b>0.44</b>
4. Couche de sable	<b>0.02</b>	<b>18</b>	<b>0.36</b>
5. Plancher en corps creux	<b>0.20</b>	-	<b>2.8</b>
6. Enduit en plâtre	<b>0.02</b>	<b>10</b>	<b>0.2</b>
<b>Totale</b>			<b>5.1</b>

**Tableau II.2 :** Les charges permanentes revenant au plancher d'étage courant

-**Maçonnerie** : Il y a deux types de murs, murs extérieurs et intérieur

-**Murs extérieurs** : En double cloisons (avec briques creuses) d'épaisseur égale à 30 cm.



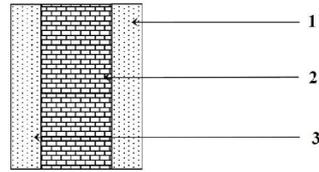
**Figure II.5 :** Coupe de murs extérieurs

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1. Mortier de ciment	2	18	<b>0.36</b>
2. Briques creuse	10	9	<b>0.9</b>
3. lame d'air	5	0	<b>0</b>
4. Briques creuses	10	9	<b>0.9</b>
5. Enduit de plâtre	2	10	<b>0.2</b>
Totale			2.36

**Tableau II.3 :** les charges permanentes revenant aux murs extérieurs.

**-Mure intérieur**

Ils sont constitués de briques creuses de 10 cm et un enduit plâtre des 2faces.



**Figure II.6** Coupe de murs intérieurs

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1 Enduit de plâtre	2	10	0.2
4. Briques creuses	10	9	0.9
5. Enduit de plâtre	2	10	0.2
totale	/	/	1.3

**Tableau II.4.** les charges permanentes revenant aux murs intérieurs.

**Dalle Pleine :**

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1. revêtement en carrelage	<b>0.02</b>	<b>22</b>	<b>0.44</b>
2. mortier de pose	<b>0.02</b>	<b>22</b>	<b>0.44</b>
3. couche de sable	<b>0.02</b>	<b>18</b>	<b>0.36</b>
4. dalle en béton arme	<b>0.15</b>	<b>25</b>	<b>3.75</b>
5. Enduit en plâtre	<b>0.02</b>	<b>10</b>	<b>0.2</b>
TOTALE	/	/	<b>5.2</b>

**Tableau II.5 :** les charges permanentes revenant a la dalle pleine.

\*Les charges d'exploitations :

<i>Eléments</i>	<i>Q [KN/m<sup>2</sup>]</i>
<i>Terrasse</i>	<i>1</i>
<i>Plancher d'étage courant (habitation)</i>	<i>1.5</i>
<i>Planchers Etage à usage commercial (RDC)</i>	<i>1.5</i>
<i>balcon</i>	<i>3.5</i>
<i>Escaliers</i>	<i>2.5</i>

Tableau II.6 Les charges d'exploitations revenant aux différents éléments

### Calcul des poids propre :

#### Charges permanentes :

##### ➤ Poids revenant à chaque plancher :

-Plancher Terrasse inaccessible :  $P = G \times S = 5.68 \times 11.47 = 65.15 \text{ KN}$

-Plancher étage courant :  $P = G \times S = 5.1 \times 11.47 = 58.5 \text{ kN}$

##### ➤ Poids des poutres :

Poids des poutres principales  $P_{pp} = (0.3 \times 0.40) \times (4.68 - 0.3) \times 25 = 13.14 \text{ KN}$

Poids des poutres secondaires  $P_{ps} = (0.3 \times 0.4) \times (3.25 - 0.3) \times 25 = 7.74 \text{ KN}$

D'où le poids total des poutres  $P_t = 13.14 + 7.74 = 20.88 \text{ KN}$ .

##### ➤ Poids des poteaux :

RDC :  $P = 4.08 \times (0.3 \times 0.3) \times 25 = 9.18 \text{ kN}$

Etage courante :  $P = 3.06 \times (0.3 \times 0.3) \times 25 = 6.885 \text{ kN}$

#### Surcharges d'exploitation :

terrasse :  $Q_0 = 1 \times 13.62 = 13.62 \text{ KN}$

Plancher d'étage courant:  $Q_1 = Q_7 = 1.5 \times 13.62 = 20.43 \text{ kN}$

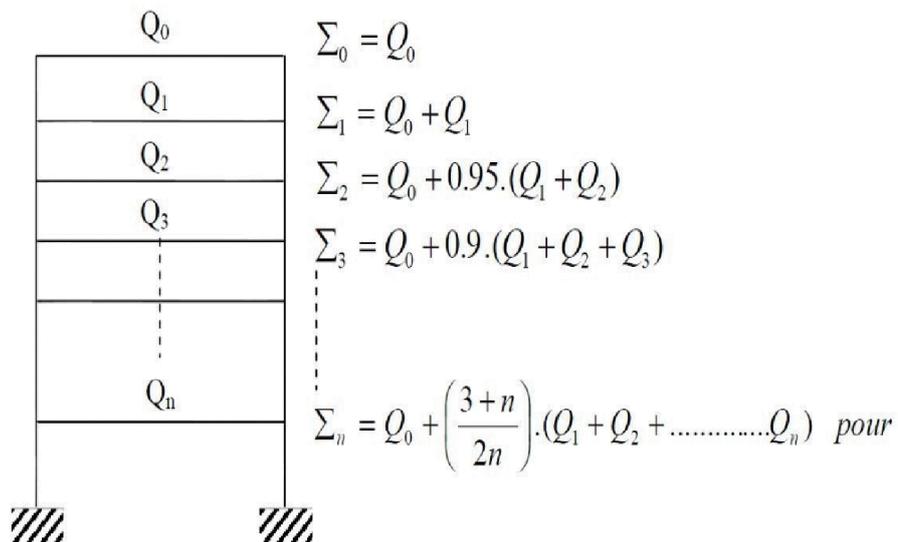
Planchers RDC :  $Q_8 = 1.5 \times 13.62 = 20.43 \text{ KN}$

❖ **Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression :**

Selon les règles du *BAEL91* et vu le nombre d'étages de notre ouvrage ( $n > 5$ ), une dégression de charge sera effectuée comme suit :

Soit ( $S_0$ ) la surcharge appliquée à la toiture (ou terrasse) ; soit ( $S_i$ ) la surcharge de l'étage ; les étages sont numérotés de haut en bas.

N <sup>mbr</sup>	Tr	1	2	3	4	5	6	7	8	10
Coef.	1	1	0.95	0.90	0.85	0.8	0.75	0.714	0.687	0.666



❖ **dégression des charges**

$$\text{Niv 10} \quad Q_0=11.47 \times 1=11.47 \text{ [KN].}$$

$$\text{Niv9} \quad Q_0+Q_1=11.47+ (1.5 \times 11.47)=28.67 \text{ KN].}$$

$$\text{Niv 8} \quad Q_0+0,95(Q_1+Q_2)= 11.47+0.95 (17.2 \times 2)= 44.15. \text{ [KN].}$$

$$\text{Niv 7} \quad Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)= 11.47+0.90 (17.2 \times 3)=57.91 \text{ [KN].}$$

$$\text{Niv 6} \quad Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=11.47+0.85 (17.2 \times 4)= 69.95 \text{ [KN].}$$

$$\text{Niv 5} \quad Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=11.47+0.80 (17.2 \times 5) =80.27 \text{ [KN].}$$

$$\text{Niv4} \quad Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)= 11.47+0.75 (17.2 \times 6)=88.87 \text{ [KN].}$$

$$\text{Niv3} \quad Q_0+0,714(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)=11.47+0.714(17.2 \times 7)=97.43 \text{ [KN].}$$

$$\text{Niv2} \quad Q_0+0,687(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)=11.47+0.687(17.2 \times 8)=106.00 \text{ [KN].}$$

NIV1

$$Q_0+0,666(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)=11.47+0.666[(17.2 \times 8)+1.5(11.47)] \\ =114.47 \text{ [KN].}$$

❖ **Charge permanente de L'acrotère:**

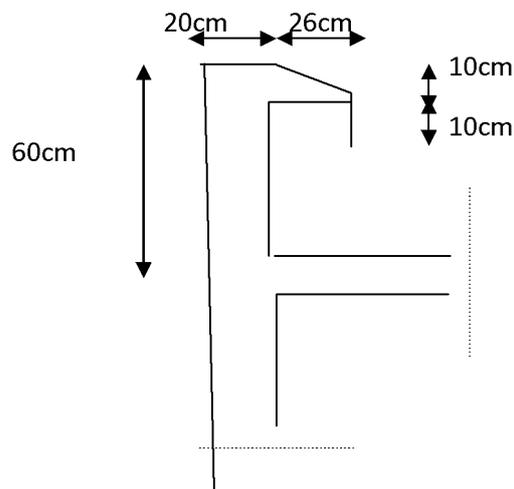
L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse dont il forme un écran contre toute chute

**-Section de l'acrotère :**

$$S=(0,60 \times 0,2)+(0,1 \times 0,26)+(0,26 \times 0,1/2)$$

$$S=0.159 \text{ m}^2$$

$$G=25 \times 0.159=3.975 \text{ kN/ml}$$



Dimension de l'acrotère

Niv	Charges permanente et surcharges [KN]								Sections des poteaux [cm <sup>2</sup> ]	
	G plancher	G <sub>poutres</sub>	G <sub>poteaux</sub>	G <sub>tot</sub>	G <sub>cum</sub>	Q	Q <sub>cum</sub>	N=G <sub>c</sub> +Q <sub>c</sub>	S <sub>trouvée</sub>	S <sub>adoptée</sub>
10	65.15	22	6.88	94.03	94.03	13.62	11.47	105.5	70.33	35X35
9	58.5	22	6.88	87.38	181.41	20.43	28.67	210.08	140.05	35x35
8	58.5	22	6.88	87.38	268.79	20.43	44.15	312.94	208.62	35X35
7	58.5	22	6.88	87.38	356.17	20.43	57.91	414.08	276.08	40X40
6	58.5	22	6.88	87.38	443.55	20.43	69.95	523.82	349.21	40x40
5	58.5	22	6.88	87.38	530.93	20.43	80.27	611.2	407.46	40x40
4	58.5	22	6.88	87.38	618.31	20.43	88.87	707.18	471.45	45x45
3	58.5	22	6.88	87.38	705.7	20.43	97.43	803.13	535.38	45X45
2	58.5	22	6.88	87.38	793.07	20.43	106	899.07	599.38	45X45
1	58.5	22	9.18	89.68	882.75	20.43	114.47	997.22	664.81	45X45

**Tableau2.10** Tableau récapitulatif des calculs relatifs à chaque niveau et détermination de la section des poteaux

➤ **Vérfications relatives aux exigences du RPA :**

**min (b, h) ≥ 30cm.**

Les poteaux sont de section carrée de **Condition vérifiée.**

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

Deux hauteurs différentes (408, 306),

$$\frac{he}{20} = \frac{408}{20} = 20.4 \leq 45 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérfication des poteaux au flambement :(BAEL99ART B.8.4.1)**

Afin d'éviter le risque de flambement des poteaux, l'élanement λ de ceux-ci devra satisfaire l'inéquation suivante.

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

Avec :

λ : élanement du poteau,

l<sub>f</sub> : longueur de flambement,

$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$  : rayon de giration,

$I = \frac{bh^3}{12}$  : Moment d'inertie du poteau

B : section du poteau.

La longueur de flambement  $l_f$  est évaluée en fonction de la longueur libre  $l_0$  des pièces et de leurs liaisons effectives. Le *BAEL91* nous suggère d'adopter  $l_f = 0,7 l_0$  lorsque le poteau est encasté à ses extrémités,

- soit encasté dans un massif de fondation,
- soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que le poteau dans le sens considéré, et le traversant de part en part ; ce qui est notre cas.

$l_0$  : hauteur libre du poteau

#### Application numérique

$l_f = 0.7 \times 4.08 = 2.856\text{m}$  pour le poteau du RDC,

$l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142\text{m}$  pour les poteaux des étages courants

#### \*Pour les poteaux (45x45) :

$$i = \sqrt{\frac{45 \times 45^3}{12 \times 45 \times 45}} = \sqrt{\frac{45^2}{12}} = 12.99\text{cm} \quad \lambda = \frac{2.856 \times 10^2}{12.99} = 21.98 < 50$$

#### \*Pour les poteaux (40X40) :

$$i = \sqrt{\frac{40 \times 40^3}{12 \times 40 \times 40}} = \sqrt{\frac{40^2}{12}} = 11.54\text{cm} \quad \lambda = \frac{2.142 \cdot 10^2}{11.54} = 18.56 < 50$$

#### \*Pour les poteaux (35X35) :

$$i = \sqrt{\frac{35 \times 35^3}{12 \times 35 \times 35}} = \sqrt{\frac{35^2}{12}} = 10.10\text{cm} \quad \lambda = \frac{2.142 \cdot 10^2}{10.10} = 21.21 < 50$$

Ou tes les valeurs de  $\lambda$  sont inférieures à 50, alors il n'y a aucun risque de flambement.

#### II.4 Les Voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton arme coules sur place.

Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales d'une part et à reprendre une partie des charges verticales d'autre part.

Selon le (*RPA 99 - 2003, art 7.7.1*) ; sont considères comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante :  $L \geq 4 a$

Avec :

L : portée min des voiles.

a : épaisseur des voiles

#### Pour le rez-de-chaussée :

Dans notre cas, la hauteur d'étage  $h_e = 408$  cm. nous aurons donc :  $a \geq \frac{408}{22} = 18.54$

On opte pour des voiles d'épaisseur :  $a = 20\text{cm}$

Pour que les voiles puissent assurer une fonction de contreventement, sa longueur(L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur.

Dans notre cas  $L_{\min} = 290 \text{ cm} > 4 a = 80 \text{ cm}$  condition vérifiée

**On adoptera la même épaisseur pour tous les étages.**

**III.1. Introduction** : Après avoir défini les caractéristiques de l'ouvrage et effectuée le pré dimensionnement des éléments, nous prendrons soin dans ce chapitre à calculer les éléments du bâtiment qui ne participent pas au contreventement, Le calcul se fera conformément aux règles BAEL 91.

### III.1-1 Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, il est encastré au niveau de la poutre du plancher terrasse, il a pour but d'assurer la sécurité au niveau de la terrasse et de plus il participe dans la mise hors eau de la structure.

-L'acrotère est assimilé dans le calcul à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, son ferrailage se calcul sous l'effet d'un effort normal qui est son poids propre « G », et la charge « Q » appelée poussée de la main courante, provoquant un moment de renversement M dans la section d'encastrement (section dangereuse).

#### ➤ Dimension de l'acrotère :

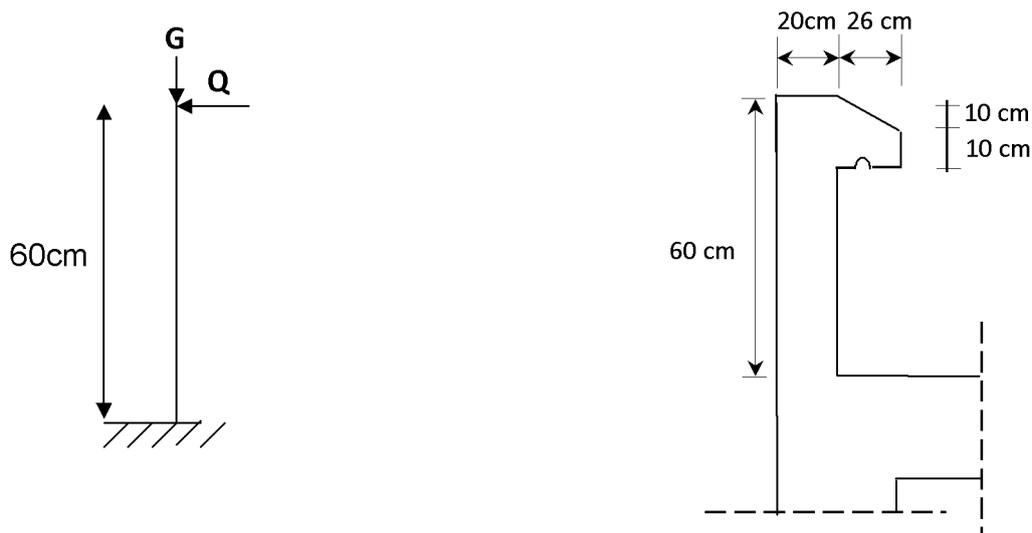


Figure III-1-1 : coupe verticale de l'acrotère.

➤ Schéma statique :

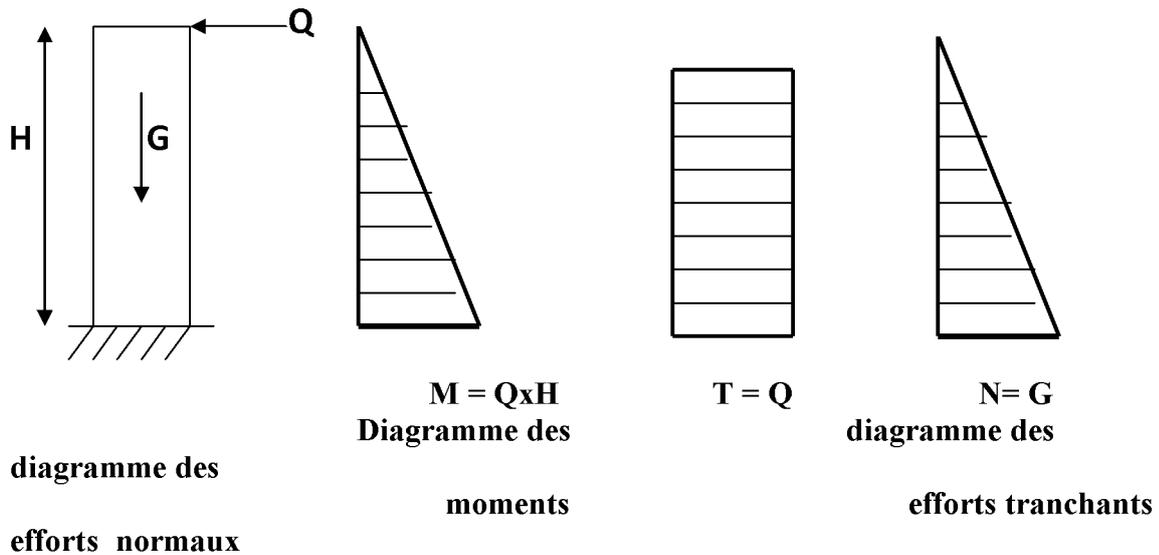
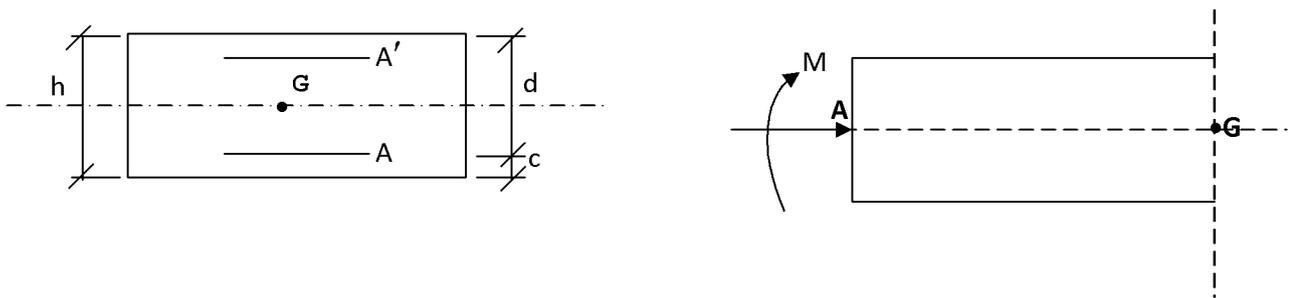


Figure III-1-2 : schéma statique de l'acrotère

III.1-1-1- Détermination des sollicitations :



- ☞ Poids propre de l'acrotère :  $G=3.975 \text{ KN/ml}$ .
- ☞ Charge d'exploitation :  $Q=1,00 \text{ KN /ml}$ .
- ☞ Effort normal dû au poids propre  $G$  :  $N=G \times 1=3.975 \text{ KN}$ .
- ☞ Effort tranchant :  $T=Q \times 1=1,00 \text{ KN}$ .
- ☞ Moment fléchissant max dû à la surcharge  $Q$  :  $M=Q \times H \times 1=1 \times 0.6 \times 1=0,60 \text{ KN m}$ .

⊛ **Calcul de la force sismique  $F_p$**  (RPA art 6.2.3) : Les forces horizontales de calcul  $F_p$  agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4A \times C_p \times W_p \quad \text{avec :}$$

**A** : Coefficient d'accélération de la zone et le groupe d'usage approprié ( $A = 0,15$ ).

(Notre ouvrage est de Groupe 2)

$C_p$  : Facteur de force horizontale ( $C_p = 0,3$ ).

$W_p$  : Poids de l'élément considéré.

D'où  $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,3 \times 3.975 = 0,715 \text{ KN/ml}$ .

**Remarque :** Le calcul de l'acrotère s'effectue pour une bande de **1ml** de la largeur en flexion composée

### III.1-1-2 Combinaison des charges :

- **A l'ELU:**  $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 3.975 = 5.366 \text{ KN}$ .  
 $M_u = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KNm}$ .
- **A l'ELS:**  $N_s = 3.975 \text{ KN}$ .  
 $M_s = 0,60 \text{ KNm}$ .

**III.1-1-3- Ferrailage de l'acrotère:** Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire. Pour le calcul, on considère une section ( $b \times h$ )  $\text{cm}^2$  soumise à la flexion composée.

$h$  : Epaisseur de la section : 20cm

$b$  : largeur de la section : 100cm

$c$  et  $c'$  : Enrobage : 2cm

$d = h - c$  : Hauteur utile

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

#### a) Calcul des armatures à l'ELU:

➤ **Position du centre de pression à l'ELU :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9 \times 10^2}{5.366} = 16.772 \text{ cm} = 17 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{20}{2} - 2 = 8 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c < e_u \Rightarrow \text{Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les}$$

armatures d'où la section est partiellement comprimée.

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

Avec :

- ✓  $M_U$  : moment dus à la compression.
- ✓  $N_U$  : effort de compression.
- ✓  $e_u$  : excentricité.

$\left(\frac{h}{2} - c\right) = y$  : la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendus.

**b) Calcul en de la section en flexion simple :**

**-Moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0.9 + 5.366 \left(\frac{0.2}{2} - 0.02\right) = 1.33 \text{ kn.m}$$

**-Moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1.33 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,002 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,999$$

**-Armatures fictives:**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{1.33 \times 10^3}{0,999 \times 18 \times \frac{400}{1,15}} = 0.212 \text{ cm}^2$$

**c) calcul en flexion composée des armateurs réels:**

La section réelle des armatures :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.212 - \frac{5.366 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.057 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0$  (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire)

**III.1.-1-4- Vérification à l'ELU:**

**1) Condition de non fragilité: (Art. A.4.2.1/BAEL 91 modifiés 99) :**

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF :  $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2.17 \text{ Cm}^2$$

Avec: 
$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = 0,15 \text{ m.}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ MPa.}$$

**Conclusion :** Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera.

$$A_s = A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Soit:  $A_s = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  avec un espacement  $S_t = 100 / 4 = 25 \text{ cm}$ .

**- Armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit :  $A_r = 3HA8 = 1.5 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$  sur  $60 \text{ cm}$  de hauteur

**2) Vérification au cisaillement :**

Nous avons une fissuration préjudiciable :  $\Rightarrow$

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

Avec :  $V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10}{10^2 \times 18} = 0.0083 \text{ MPa}$$

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

**3) Vérification de l'adhérence des barres (art A.6.1, 3 BAEL91) :**

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \quad \text{Avec : } \sum u_i \text{ Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = 4\pi\phi = 4 \times 3.14 \times 1 = 12.56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 180 \times 125.6} = 0.073 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

**4) Ancrage des barres (Art A.6.1.22 /BAEL91)**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{se}} = \frac{1 \times 400}{3 \times 3.15} = 31.74 \text{ cm}$$

**III.1.-1-5- Vérification à l'ELS:** L'acrotère étant exposé aux intempéries, la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier:

- **Dans les aciers :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e, \max \left( 0.5 f_e / 110 \sqrt{\eta f_e} \right) \right]$$

$$\bar{\sigma}_s = \min [226.67, \max(200 / 201,63)] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

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

$$\eta = 1.6 (\text{HA})$$

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

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0,174 \rightarrow \beta_1 = 0,932 \rightarrow K_1 = 58.53$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0.017$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{0.6 \times 10^3}{0,932 \times 18 \times 3.14} = 11.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Dans le béton :** On doit vérifier  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\text{Avec } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0.017 \times 11.39 = 0,193 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

#### 1-Armatures verticales :

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$St \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$$

$$St = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### 2-Armatures de répartition :

$$S_t \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 60 / 4 = 15 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification au flambement :**

**1-calcul de l'élanement :**

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f \sqrt{A}}{\sqrt{I}}$$

Avec :  $\lambda$  : Élanement de l'élément

$L_f$  : longueur de flambement

$i$  : rayon

$I$  : moment d'inertie de la section

$A$  : section de l'élément

$$A = 0.2 \times 1 = 0.2 m^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times (0.2)^3}{12} = 6.66 \times 10^{-4} m^4$$

$$L_f = 2L_0 = 2H = 1.2 m$$

$$\lambda = \frac{1.2 \sqrt{0.2}}{\sqrt{6.66 \times 10^{-4}}} = 20.79$$

**2-vérification de l'élanement :**

$$\lambda \leq \max \left[ 50; \min \left( \frac{67 \cdot e_u}{h}; 100 \right) \right] = \max [50; \min(18.98; 100)]$$

$$\lambda = 20.79 \leq \max(50; 18.98) = 50$$

⇒ Condition non vérifiée

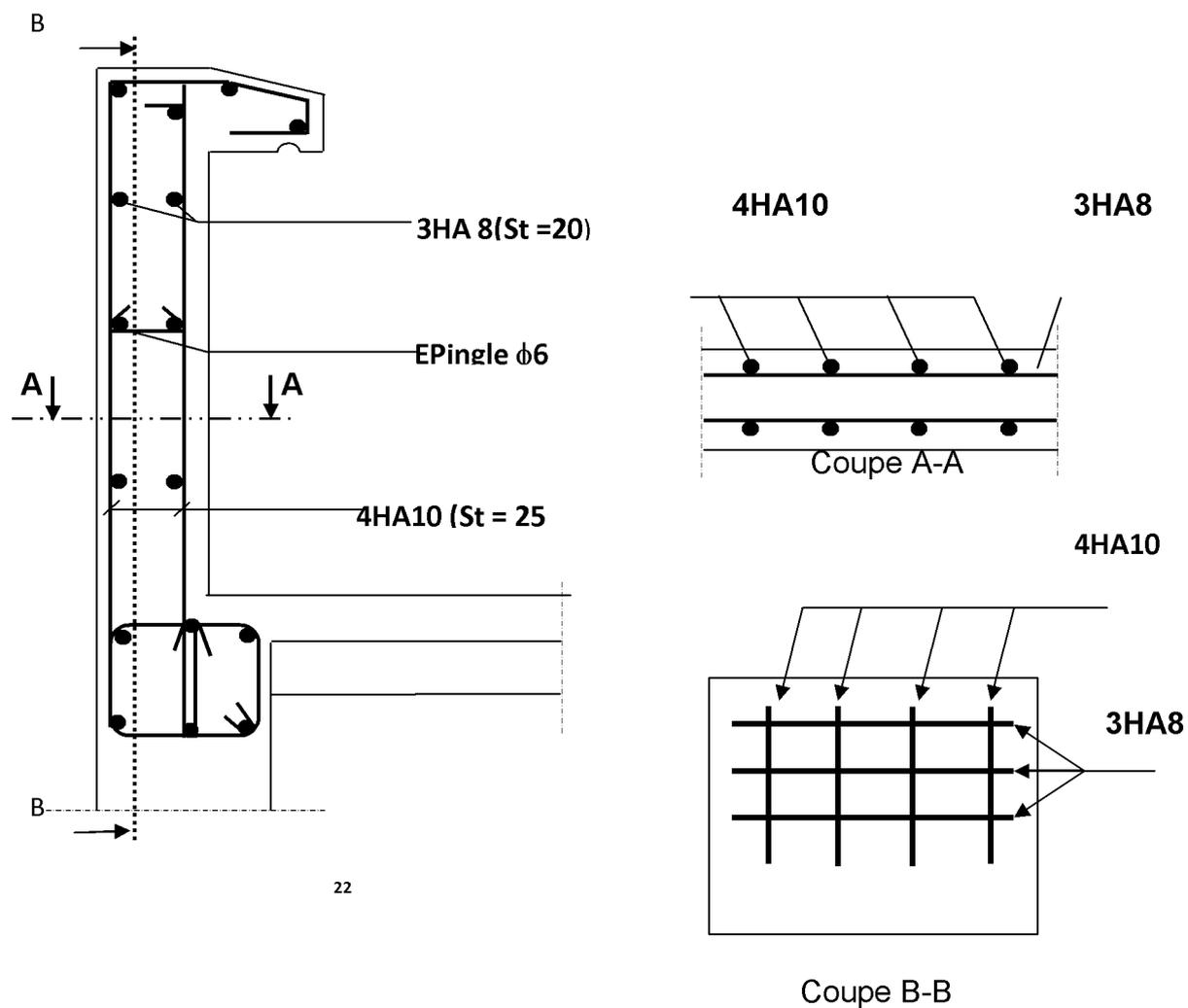
**III.1.-1-6- Vérification de l'acrotère au séisme (RPA99. Art 6.2.3) :**

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

D'où  $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,3 \times 3.975 = 0,715 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \rightarrow$  condition vérifiée.

**Conclusion :** L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

On adoptera ainsi pour ferrailage les armatures calculées précédemment.



22

Figure III-1-3 : Ferrailage de l'acrotère.

### III.2 Calcul des planchers

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, le plancher à corps creux est d'épaisseur (16+ 4) avec une dalle de compression de 4cm.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
  - Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
  - Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.
  - Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondantes aux cloisons.

#### III.2.1 Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) qui doit satisfaire les conditions suivantes (BAEL91/B.6.8,423)

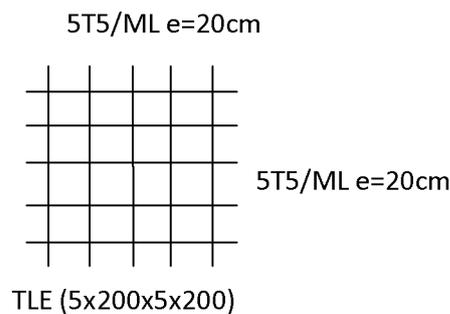
les dimensions des mailles seront au plus égales :

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

#### - Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

L: Distance entre axe des poutrelles (50 cm < l < 80 cm).



Soit :  $A_{\perp} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; avec un espacement :  $S_t = 20 \text{ cm}$

#### - Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit :  $A_{//} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; avec un espacement :  $S_t = 20 \text{ cm}$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (5 × 5 × 200 × 200) mm<sup>2</sup>.

### III.2.2 Etude de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives.

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

#### A. Avant coulage de la dalle de compression (section rectangulaire) :

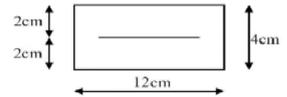
La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion ; elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est de  $0.95 \text{ KN/m}^2$  et celui de la main d'œuvre.

Poids propre de la poutrelle :  $P_p = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$

Poids du corps creux :  $P_{cc} = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$

Poids totale :  $P_t = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$

Surcharge de l'ouvrier :  $Q = 1 \text{ kN/ml}$ .



#### • Calcul à l'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

Combinaison de charges :  $q_U = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 0.74) + (1.5 \times 1) = 2.5 \text{ KN/ml}$ .

- Calcul du moment en travée :  $M_U = qu \frac{L^2}{8} = 2.5 \frac{(3.25)^2}{8} = 3.30 \text{ KN.m}$

- Calcul de l'effort tranchant :  $T_U = qu \frac{L}{2} = 2.5 \frac{3.25}{2} = 4.06 \text{ KN}$ .

#### - Ferrailage :

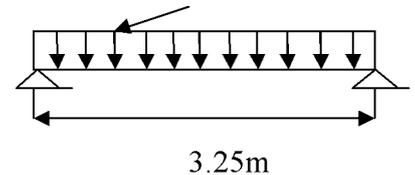
$qu = 2.5 \text{ KN/ml}$

$b = 12 \text{ cm}$ ;  $c = 2 \text{ cm}$ ;  $h = 4 \text{ cm}$ ;

$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$ . ( $d$  : hauteur utile).

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$$

avec  $f_{bu} = 14.17 \text{ Mpa}$   $\mu_u = \frac{3.30 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 4.84 \text{ MPa}$



$$\mu_u = 4.84 > \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{La Section est doublement Armée}$$

#### Conclusion :

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, on prévoit des étais intermédiaire afin de soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

Le moment limite correspondant à une S.S.A est égale à :

$$M_l = \mu_u \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0,392 \times 120 \times 20^2 \times 14,2 = 0,266 \text{ kN.m}$$

Donc, la longueur max entre appuis pour avoir une S.S.A est à :

$$L_{\max} = \sqrt{\frac{8M_l}{q}} = \sqrt{\frac{8 \times 0.266}{2.5}} = 0.92 \text{ m}$$

#### B. Après coulage de la dalle de compression (section en T) :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle aura une section en T est considérée continue sur plusieurs appuis, encastree partiellement par ses deux extrémités.

**a. Dimensionnement de la poutrelle :**

h : hauteur de la poutrelle (16+4)  
 h<sub>0</sub>: hauteur de la dalle de compression (h= 4 cm)

b<sub>1</sub> : largeur de la nervure (b = 12 cm)

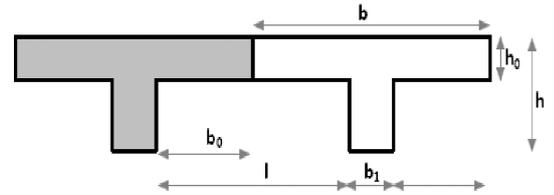
$$b_0 \leq \min \left\{ \frac{l_0}{2} ; \frac{l}{10} ; 8h_0 \right\}$$

l<sub>0</sub>= 65-12=53 cm. La distance entre deux poutrelles.

l=3.25m. La largeur de la plus grande travée.

$$b_0 \leq \min \{26.5; 50; 32\} \quad , \quad b_0=26.5 \quad \text{et} \quad b=2 b_0 + b_1= 2 \times 26.5 + 12$$

. D'où b =65cm



**b. Calcul des poutrelles :**

La poutrelle sera soumise aux charges suivantes qui seront considérées uniformément réparties sur elle : Charge permanente G = 5.1 x 0.65 = 3.315 KN/ml.

Charge permanente G = 5.56 x 0.65 = 3.315 KN/ml.	Valeurs de Q (KN/ml).	ELU (1.35G+1.5Q) (KN/ml).	ELS (1G+1 Q) (KN/ml).
Plancher terrasse	1x0.65=0.65	5.45	3.965
Etage courant à usage habitation	1.5X0.65=0.975	5.93	4.29
Etage à usage commercial	3.5X0.65=2.275	7.88	5.59

**TABLEAU.III.1.**

**✚ choix de la méthode de calcul :**

Les moments en travées et aux appuis ainsi que les efforts tranchant seront déterminés par l'une des méthodes suivantes :

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

**• Vérification des conditions de la méthode forfaitaire (article : B.6.2, 210):**

-La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m<sup>2</sup> :

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

$$Q = 2.275 \text{ KN} < \max \{2G = 4.55 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2\} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

-Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées **Condition vérifiée.**

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable **Condition vérifiée.**

-Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\frac{3.25}{2.9} = 1.12 \quad ; \quad \frac{2.9}{3.1} = 0.93 \quad ; \quad \frac{3.1}{3.25} = 0.95 \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Principe de la méthode forfaitaire** [Art B.6.2, 211 BAEL91 modifié 99] : Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M<sub>0</sub>

dans la travée dite de comparaison, c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée est soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

❖ **Exposé de la méthode :**

- Le rapport ( $\alpha$ ) des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et

d'exploitations en valeur non pondérées : 
$$a = \frac{Q}{G+Q}$$

- $M_0$  : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison entre nus d'appuis :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

-  $l$  : La longueur entre nus des appuis.

-  $M_w$  : la valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.

-  $M_e$  : la valeur absolue du moment sur l'appui de droite.

-  $M_t$  : le moment maximal en travée dans la travée considérée.

- Les valeurs  $M_w$ ,  $M_e$  et  $M_t$  doivent vérifier les conditions suivantes :

-  $M_t \geq \max 1.05 M_0; (1+0.3\alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$

-  $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$  dans une travée intermédiaire.

-  $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$  dans une travée de rive

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égal à :

- 0.6  $M_0$  pour une poutre à deux travées.
- 0.5  $M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- 0.4  $M_0$  pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.
- 0.3  $M_0$  pour les appuis de rive semi encastres

**Schéma**

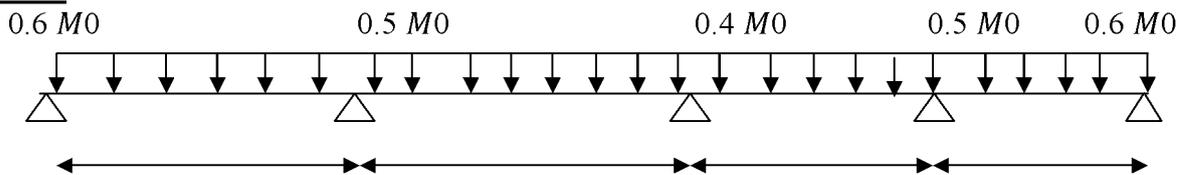


Figure III.2.1 : moments sur appuis

❖ **Application de la méthode :**

a) Calcul du rapport de charge  $\alpha$  : 
$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{2.275}{2.275 + 3.315} = 0.406$$

On a aussi :

$$(1+0.3\alpha) = 1.122.$$

$$(1+0.3\alpha)/2 = 0.561.$$

$$(1.2+0.3\alpha)/2 = 0.661.$$

b) Combinaison de charges :  $G = 3.315$  KN/ml.  $Q = 3.5 (0.65) = 2.275$  KN/ml.

- à l'ELU :  $q_u = 1.35(3.315) + 1.5(2.275) = 7.88$  KN/ml.

- à l'ELS :  $q_s = 3.315 + 2.275 = 5.59$  KN/ml.

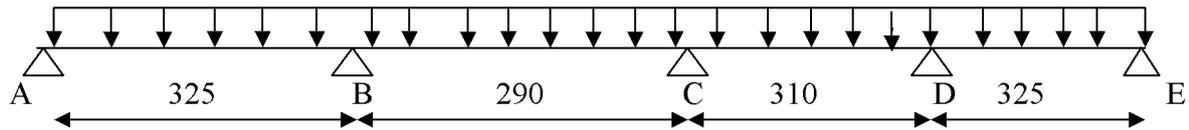


Figure III.2.2 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS [KN.m].

c) Calcul des moments fléchissant à l'ELU :

- Moments isostatiques :

$$M_{01}=M_{04}=7.88 \times 3.25^2 / 8 = 10.4 \text{ KN.m}$$

$$M_{02}=7.88 \times 2.9^2 / 8 = 8.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{03}=7.88 \times 3.1^2 / 8 = 9.46 \text{ KN.m}$$

✓ **Moments sur appuis :**

$$M_A=M_E=0.3M_{01}=0.3 \times 10.4 = 3.12 \text{ KN.m}$$

$$M_B=0.5M_{01}=0.5 \times 10.4 = 5.2 \text{ KN.m}$$

$$M_C=0.4M_{03}=0.4 \times 9.46 = 3.784 \text{ KN.m}$$

$$M_D=0.5M_{04}=0.5 \times 10.4 = 5.2 \text{ KN.m}$$

✓ **Moments en travées :**

$$\text{-travée AB} \begin{cases} M_{tAB} \geq 1.122M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} = 7.51 \text{ KN} \\ M_{tAB} \geq 0.661M_{01} = 6.87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

. Soit :  **$M_{tAB} = 7.51 \text{ KN.m}$**

-travée BC

$$\begin{cases} M_{tBC} \geq 1.122M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} = 4.8 \text{ KN} \\ M_{tBC} \geq 0.561M_{02} = 4.64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tBC} \geq 0.564M_{02} = 4.8 \text{ KN.m}$$

$$\text{-travée CD} \begin{cases} M_{tCD} \geq 1.129M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} = 6.12 \text{ KN} \\ M_{tCD} \geq 0.564M_{03} = 5.3 \text{ KN.m} \end{cases}$$

. Soit :  **$M_{tCD} = 6.12 \text{ KN.m}$**

$$\text{-travée DE} \begin{cases} M_{tDE} \geq 1.129M_{04} - \frac{M_D + M_E}{2} = 7.51 \text{ KN} \\ M_{tDE} \geq 0.664M_{04} = 6.87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

. Soit :  **$M_{tDE} = 7.51 \text{ KN.m}$**

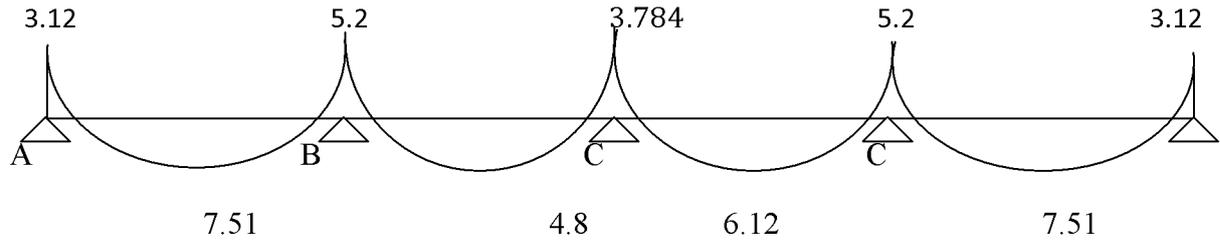


Figure III.2.3 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (KN.m)

d) Calcul des efforts tranchants :  $T x = \theta x + (M_{i+1} - M_i) / l$  : Longueur de la travée considérée.  $\theta x$  : Effort tranchant de la travée isostatique.  $M_i$  et  $M_{i+1}$  : sont les moments aux appuis (i) et (i+1) respectivement en valeurs algébriques.

$$T_w = q_u l / 2 + (M_{i+1} - M_i) / l ;$$

$$T_e = T_w - q_u l = -q_u l / 2 + (M_{i+1} - M_i)$$

travées	AB	BC	CD	DE
$M_w$ [KN.m]	-3.12	-5.2	-3.784	-5.2
$M_e$ [KN.m]	-5.2	-3.784	-5.2	-3.12
$T_w$ [KN]	12.16	11.91	11.75	13.44
$T_e$ [KN]	-13.45	-10.94	-12.67	-12.17

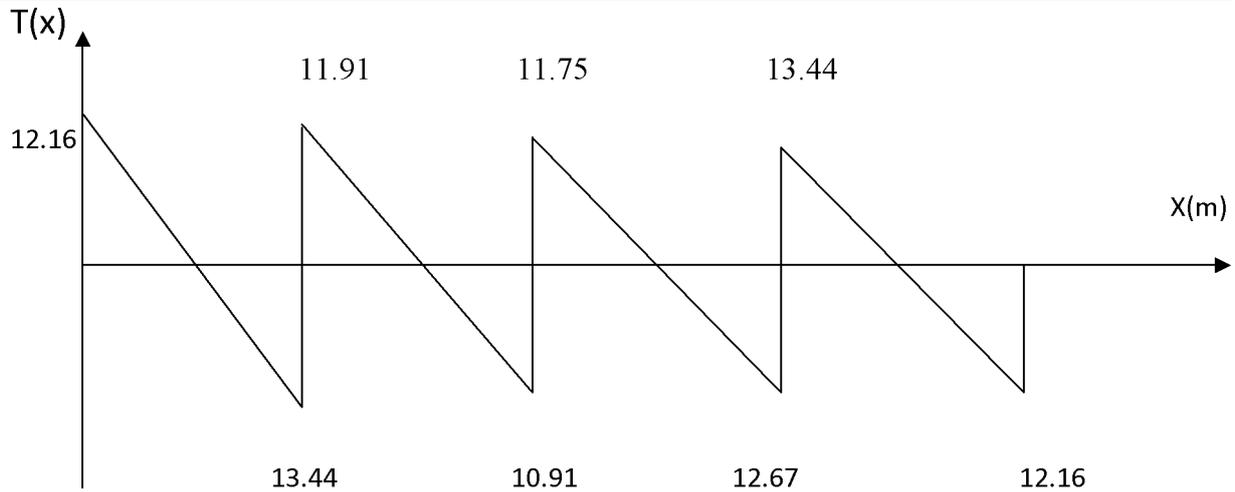


Figure III.2.4 : diagramme des efforts tranchants à l'ELU (KN).

**-Calcul des armatures :****1- calcul à l'ELU :****a) les armatures longitudinales :****➤ En travée :**

Le moment max en travée est :  $M_{tmax}=M_u=7.51 \text{ KN.m}$

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$M_0 = 0.65 \times 0.4 \frac{0.18 - 0.04}{2} \cdot 14.2 \times 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

On remarque que  $M_0 > M_{tmax}$  Donc l'axe neutre est dans la table de compression, alors le calcul se fera comme pour une section rectangulaire,  $(b \times h) = 65 \times 20 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7.51 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.025 \longrightarrow \beta = 0.9875$$

$$\mu = 0.025 < \mu_l = 0.392 \text{ Section Simplement Armée (SSA)}. A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.51 \times 10^3}{0.9875 \times 18 \times 348} = 1.21 \text{ cm}^2$$

Soit :  **$A_t = 3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2$** .

**➤ En appui :**

La table de compression se situe dans la partie tendue de la section, alors nous étudierons une section rectangulaire de  $(b_0 \times h) = 12 \times 20 \text{ cm}$ .

Le moment max en appui est :  $M_{amax}=M_u=5.2 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{5.2 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.094 \longrightarrow \beta = 0.951.$$

$\mu = 0.094 < \mu_l = 0.392$  Section Simplement Armée (SSA).

$$A_a = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5.2 \times 10^3}{0.951 \times 18 \times 348} = 0.87 \text{ cm}^2.$$

Soit :  **$A_a = 1HA12 = 1.13 \text{ cm}^2$** .

**b) les armatures transversales [Art. A.7.2, 2 BAEL 91 modifiées 99] :**

Le diamètre  $\phi_t$  des armatures est donné par :  $\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10} \right)$

Avec : h : hauteur totale de la poutre.

$b_0$  : largeur de l'âme.

$\phi_l$  : diamètre des armatures longitudinales.

$$\text{Donc : } \phi_t \leq \min \left( \frac{200}{35}, 10, \frac{120}{10} \right) = \min (5.71; 10; 12) = 5.71 \text{ mm}.$$

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

**2- Vérifications à l'ELU :**

✓ Condition de non fragilité [Art. A.4.2 ,1 BAEL 91 modifiées 99] :

-En travée :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

$A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2$ . Condition vérifiée.

-En appui :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2.$$

$A_a = 1.13 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2$ . Condition vérifiée.

✓ Vérification de l'effort tranchant [Art. A.5.1, 1 BAEL 91 modifiées 99]:

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$T_{u\max} = V_u = 13.44 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o \times d} = \frac{13.44 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.62 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}. \text{ Avec } \gamma_b = 1.5$$

$\tau_u = 0.62 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ . Condition vérifiée.

✓ Vérification de l'entraînement des barres [Art A.6.1, 3 BAEL 91 modifiées 99]:

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$  avec :  $\Psi_s = 1.5$  pour les aciers HA.

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

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

$\sum U_i$ : Somme des périmètres utiles des armatures d'appui.

$$\sum U_i = 1 \times 3.14 \times 1.2 = 3.768 \text{ cm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{5.2 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 37.68} = 0.85 \text{ MPa}.$$

$\tau_{se} = 0.85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.768 \text{ MPa}$ . Condition vérifiée.

- Espacement des armatures transversales [ART A.5.1, 22 BAEL 91 modifiées 99] :

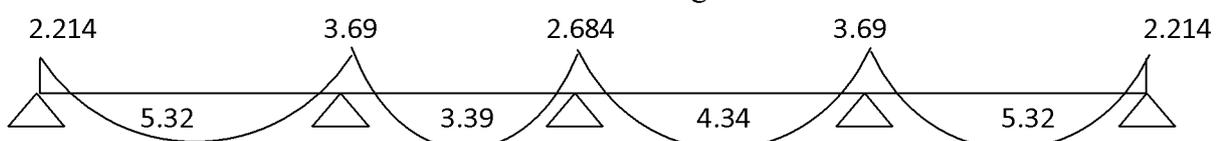
$$St \leq \min \{0.9d ; 40 \text{ cm}\} \quad \text{Avec } d = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

$$St \leq \min \{16.2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\}$$

Soit : **St = 15 cm**.

**3- vérification à l'ELS :**

Après l'application de la méthode forfaitaire exposée précédemment, on obtient les valeurs des moments fléchissant données sous forme de diagramme suivant :



**Figure III.2.5 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (KN.m)**

✓ *Vérification de la résistance du béton à la compression :*

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}}$  avec :  $\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ .  $\overline{\sigma_{bc}}$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \quad \text{La contrainte de traction des aciers.}$$

$K_1$  et  $\beta_1$  Sont tirés à partir des tableaux [annexe 2] en fonction de  $\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d}$

➤ *Sur appuis :*

$$\rho_1 = \frac{100 \times 1.13}{12 \times 18} = 0.523. \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0.8915 \text{ et } K_1 = 31.085$$

$$\sigma_s = \frac{3.69 \times 10^4}{0.8915 \times 180 \times 1.13} = 203.50 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{203.5}{31.085} = 6.53 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

➤ *En travée :*

$$\rho_1 = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.088 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0.857 \text{ et } K_1 = 19.96$$

$$\sigma_s = \frac{5.32 \times 10^4}{0.857 \times 180 \times 2.35} = 146.75 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{146.75}{19.96} = 7.35 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

**Remarque :** Nous avons une fissuration peu nuisible, donc la vérification de l'état limite d'ouverture des fissures n'est pas nécessaire.

✓ *L'état limite de déformation [Art B.6.5, 2 BAEL 91 modifiées 99] :*

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et à l'utilisation. Toutes fois, l'article précise qu'on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions ci-dessous sont réunies.

- $\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$
- $\frac{A}{b_0 \times d} < \frac{4.2}{f_e}$
- $\Rightarrow \frac{20}{325} = 0,0615 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow$  condition non vérifiée
- $\Rightarrow \frac{20}{325} = 0,0615 < \frac{5.32}{10 \times 7.38} = 0.072 \Rightarrow$  condition non vérifiée

- $\Rightarrow \frac{2.35}{12 \times 18} = 0,011 > \frac{4.2}{400} = 0,0105 \Rightarrow$  condition non vérifiée

❖ **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :  $f = \frac{M_{ts} \times l^2}{10 \times E_v \times If_v} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{325}{500} = 0.65 \text{ cm} = 6.5 \text{ mm}.$

$E_v$ : Module de déformation différée.

$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{e28}} = 10819 \text{ MPa}.$

$If_v$  : Inertie fictive pour les charges de longue durée.

$$If_v = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)}$$

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

$$I_0 = \frac{b_0(y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b + b_0)h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2}\right)^2 \right] + n \times A_{st}(y_2 - c)^2 .$$

$y_1 = \frac{S_{xx}}{\beta_0} .$  Avec  $B0$  : section homogénéisée.

$$y_1 = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_{st} \times d}{b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15 A_{st}}$$

$$y_1 = \frac{12 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18}{4 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.35} = 7.09 \text{ cm}$$

$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.09 = 12.91 \text{ cm}.$

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

$I_0 = 19269.36 \text{ cm}^4$

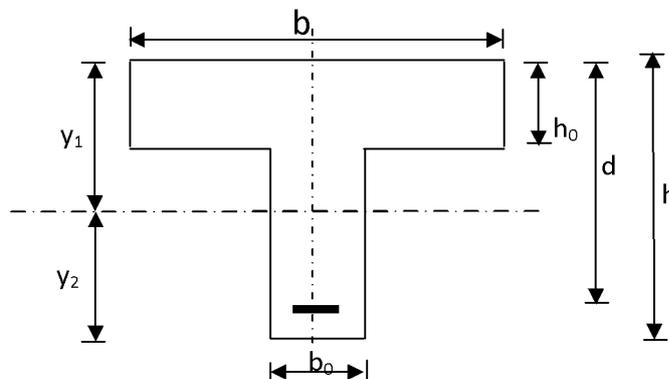


Figure III.2.6 : schéma statique de calcul.

➤ Calcul des coefficients

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.011 \longrightarrow \beta = 0.9815$$

$$\sigma_s = \frac{5.32 \times 10^4}{0.9815 \times 180 \times 2.35} = 128.13 \text{MPa}$$

$$\lambda v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 12}{65}) 0.011} = 1.495$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 128.12 + 2.1} = 0.525$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda v)} = \frac{1.1 \times 19269.36}{1 + (0.525 \times 1.495)} = 11875.51 \text{cm}^4$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{M_{ts} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{5.32 \times 10^3 \times 3.25^2}{10 \times 10^6 \times 10819 \times 11875.51 \times 10^{-8}} = 0.00437 \text{ m}$$

$$f = 4.37 \text{ mm} < \bar{f} = 6.5 \text{ mm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

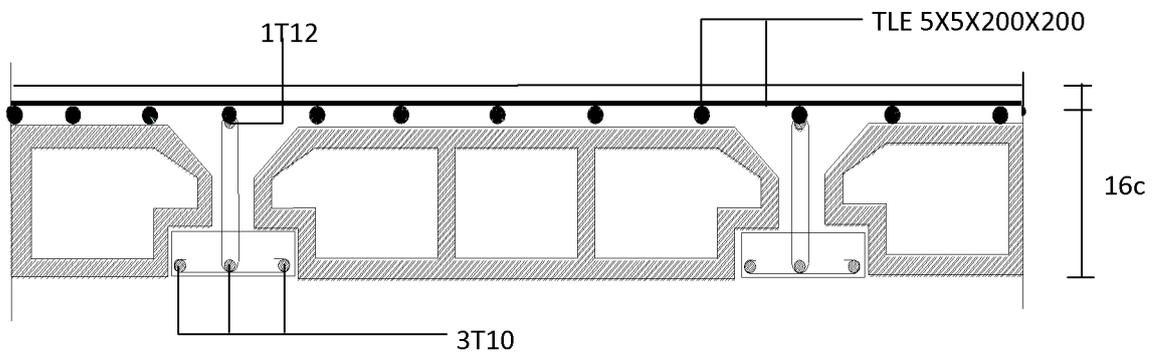


Figure III.2.7 Plan de ferrailage du plancher

### III.3 Calcul de la porte à faux:

Nous disposons de porte à faux réalisés en corps creux (16+4), coulées sur place, reposant sur deux appuis, munis de poutres de chaînage et des murs extérieurs en double cloisons.

Nous baserons notre calcul sur la détermination du ferrailage de la poutre de chaînage semi encastrée à ses deux extrémités

#### III.3.1 Prés dimensionnement de la poutre de chaînage :

- **La hauteur de la poutre :**

L : étant l'entre axes de la plus grande travée considérée.

$$\text{Elle est donnée par : } \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} \Rightarrow 28 \leq h \leq 42$$

Soit : **h=30cm**

- **La largeur de la poutre :**  $0.4h \leq h \leq 0.7 h$      $14 \leq h \leq 24.5$     Soit : **b=25cm**

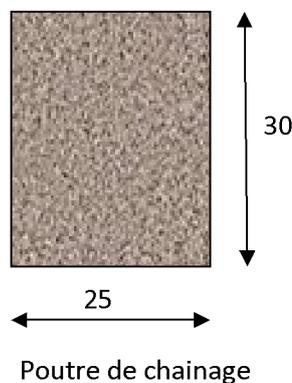


Figure III.4.1 : Coupe transversal de la poutre

- **Vérifications (RPA 99.Art7.5.1) :**

$$b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$  conditions vérifiées

$$\frac{h}{b} = \frac{30}{25} = 1.2 \leq 4$$

#### III.3.2 Détermination des charges et surcharges :

Nous tenons à rappeler que :

- la largeur du porte à faux est de : 1.2 m
- la charge permanente du plancher est de : 5,1 KN/m<sup>2</sup>
- la surcharge d'exploitation est de : 1,5 KN/m<sup>2</sup>
- la charge du mur est de: 2,36 KN/m<sup>2</sup>

- On aura donc :
- poids propre du plancher :  $5,1 \times \frac{0,65}{2} = 1,66 \text{ KN / ml}$
- poids propre de la poutre :  $0,30 \times 0,35 \times 25 = 2,62 \text{ KN / ml}$
- poids de la maçonnerie :  $2,36 \times 2,76 = 6,51 \text{ KN / ml}$
- la charge d'exploitation :  $1,5 \times \frac{0,65}{2} = 0,487 \text{ KN / ml}$

- **Combinaisons d'actions** : d'après les règles du BAEL 91 :

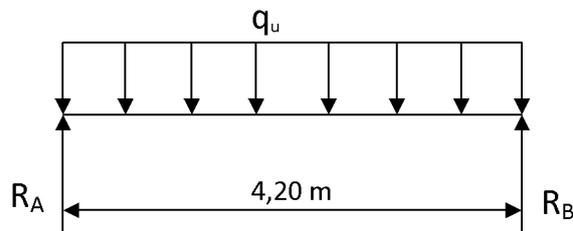
**ELU** :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(6,51 + 1,66 + 2,62) + 1,5(0,487) = 15,29 \text{ KN / ml}$

**ELS** :  $q_s = G + Q = 6,51 + 2,62 + 1,66 + 0,487 = 11,27 \text{ KN / ml}$

**III.3.3 Calcul à l'état limite ultime (ELU) :**

Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \cdot l}{2} = 32,11 \text{ KN}$$



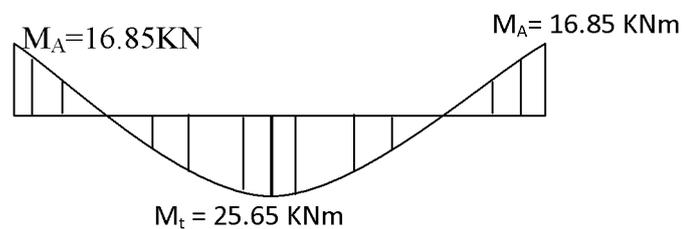
**Fig. III- 4-1-Schéma statique de calcul.**

**1) Le moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{15,29 \cdot (4,20)^2}{8} = 33,71 \text{ KNm}$$

Afin de tenir compte du semi encastrement aux appuis, on affectera les moments par des coefficients correcteurs : d'après la méthode forfaitaire :

- en travée :  $M_t = 0,85.M_0 = 28,65 \text{ KNm}$
- aux appuis :  $M_a = -0,50.M_0 = -16,85 \text{ KNm}$



**Fig. III-4-2-Diagramme des moments**

2) **Le ferrailage** : soit un enrobage :  $c = 3 \text{ cm}$  d'où :  $d = 27 \text{ cm}$

En travée et aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 f_{bu}}$$

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

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	$M_u$ (KNm)	$\mu_b$	$\beta$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
Appuis	16.85	0.065	0.9665	1.85	3T10=2.35
Travée	28.65	0.1107	0.9945	3.06	3T12=3.39

### 3) Armatures transversales : BAEL 91

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = \min(8.57; 12; 25) = 8.57 \text{ mm}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On adoptera comme armatures transversales un cadre et un étrier

$$A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

**Espacement** : d'après le **RPA 99** ; l'espacement est donné par :

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h_t}{4}; 12\phi_t; 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t = 7.5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 7 \text{ cm}$$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h_t}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

### III.3.4 Vérifications à l'ELU: selon le BAEL 91

#### 1) Condition de non fragilité :

$$A \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,905 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### 2) Vérification de l'effort tranchant :

Il faut que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min(0,10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{32,11 \times 10^3}{250 \times 270} = 0,47 \text{ MPa}$$

On a :  $\tau_u \leq \overline{\tau_u} \Rightarrow$  condition vérifiée.

#### 3) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :

- **Dans le béton :**

$$V_{\max} \leq 0,267 \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28} = 450,56 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Les aciers :**

$$A_a = 2,35 \text{ cm}^2, \quad M_u^a = -16,85 \text{ KNm}$$

$$A \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u^a}{0,9 \cdot d} \right)$$

$$\frac{1,15}{400} \left( 32,11 - \frac{16,85}{0,9 \times 27} \right) = 0,09$$

Donc la condition est vérifiée

### III.3.5 Vérifications à l'ELS : selon le BAEL 91

Il faut rappeler que :  $q_s = 11,27 \text{ KN/ml}$

- les réactions d'appuis :  $R_A = R_B = \frac{11.27 \times 4,2}{2} = 23.66 \text{ KN}$
- le moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = 24.85 \text{ KNm}$
- les moments après correction :
  - en travée :  $M_t = 0,85M_0 = 21.12 \text{ KNm}$
  - aux appuis :  $M_a = -0,5M_0 = -12.42 \text{ KNm}$

### III.3.5.1 Vérification de la flèche :

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{420} = 0,071 \geq 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} = \frac{21.12}{10 \cdot 24.85} = 0,085 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Donc le calcul de la flèche est nécessaire.

- **Etat limite de déformation : (BAEL 91 modifié 99/Art B.6.8, 424)**

#### Vérification de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\max} \cdot l^4}{E_v \cdot I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$M_t^s = 21.12 \text{ KN.m}$$

$$E_v = 110000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.19 \text{ MPa.}$$

- **Calcul du centre de gravité :**

$$h = V_1 + V_2 \quad ; \quad V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} .$$

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

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

$$S_{xx} = \frac{25 \times (30)^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 27$$

$$S_{xx} = 11250 + 1372.95 = 12622.95 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = 15 \times A_t + b \times h \quad (\text{Aire de la section homogénéisée}).$$

$$\begin{aligned}
 B_0 &= b \cdot h + 15 \cdot A_t \\
 B_0 &= (25 \times 30) + (15 \times 3.39) \\
 B_0 &= 800.85 \text{ cm}^2 \\
 \Rightarrow V_1 &= \frac{12622.95}{800.85} = 15.76 \text{ cm} \\
 V_2 &= h - V_1 = 30 - 15.76 = 14.24 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

- **Calcul de  $I_{fv}$**

$$\begin{aligned}
 I &= \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2 \\
 I &= \frac{25}{3} (15.76^3 + 14.24^3) + 15 \times 3.39 (14.24 - 3)^2 \\
 I &= 63107.46 \text{ cm}^4 \\
 f &= \frac{5}{384} \times \frac{11.27 \times (4.2)^4}{63107.46 \times 10^{-8} \times 32164.19 \times 10^3} = 2.24 \times 10^{-3} \text{ m} = 0.0022 \text{ cm} \\
 \bar{f} &= \frac{420}{500} = 0.84 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

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

### III.3.5.2 Vérification des contraintes :

- **Les aciers** : la fissuration est peu nuisible, aucune vérification à faire pour les aciers.
- **Le béton** : à l'état limite ultime de compression du béton, il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}, \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

- **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 27} = 0,348$$

Du tableau, on aura :  $\beta_1 = 0,9085 \Rightarrow k_1 = 39.65$

$$\begin{aligned}
 \sigma_s &= \frac{12.42 \times 10^3}{0,9085 \times 27 \times 2.35} = 215.46 \text{ MPa} \\
 \sigma_{bc} &= \frac{215.46}{39.65} = 5.43 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow \text{vérifiée.}
 \end{aligned}$$

- En travée :

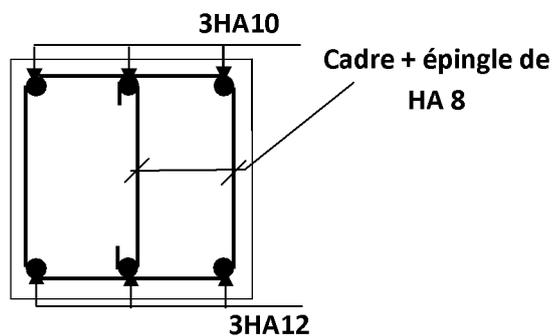
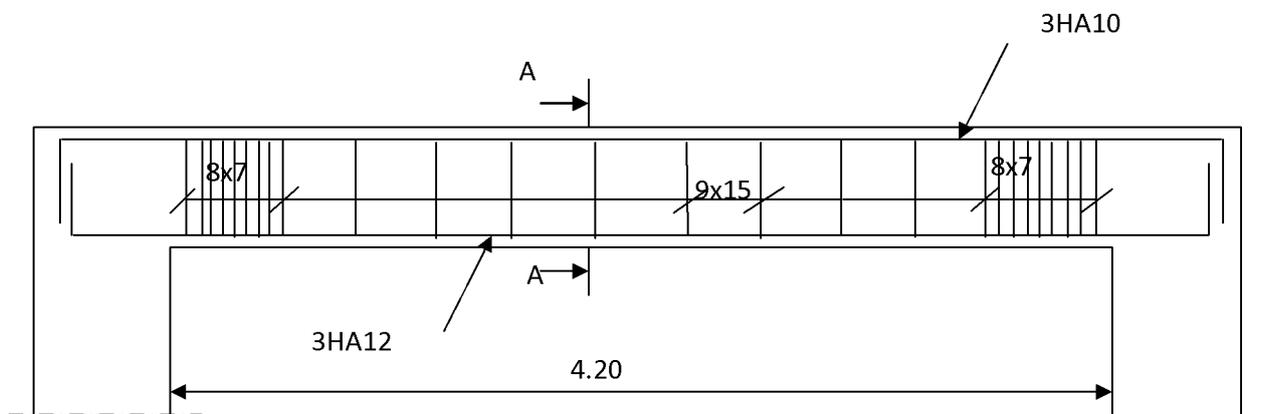
$$\rho_1 = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 27} = 0,502$$

Du tableau, on aura :  $\beta_1 = 0,893$ ,  $k_1 = 31.73$

$$\sigma_s = \frac{21.12 \times 10^3}{0,893 \times 27 \times 3.39} = 258.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{258.39}{31.73} = 8.14 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

### III.3.6 Le ferrailage de la poutre de chaînage :



Coupe A-A

### III.4 Calcul des escaliers

#### III.4.1 Introduction :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et palier) permet de passer d'un niveau à un autre.

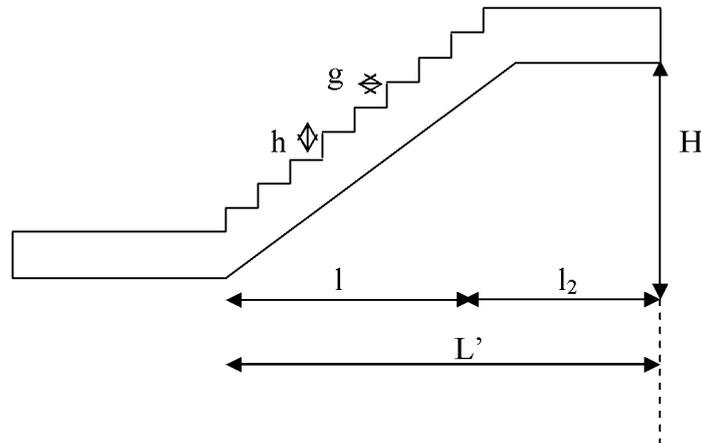


Figure III.4.1 : Schéma de l'escalier

#### ➤ Caractéristiques dimensionnelles :

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varient de 13 à 17 cm.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **La montée** : correspond à la hauteur entre le niveau final de sol de départ et d'arrivée.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : Plate-forme ménagée entre deux volées. Les paliers qui donnent accès aux étages sont appelés
- **paliers principaux**, les paliers intermédiaires sont appelés **paliers de repos**.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si  $E \geq 1$  m.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

#### Remarque :

Dans notre cas nous avons deux types d'escaliers

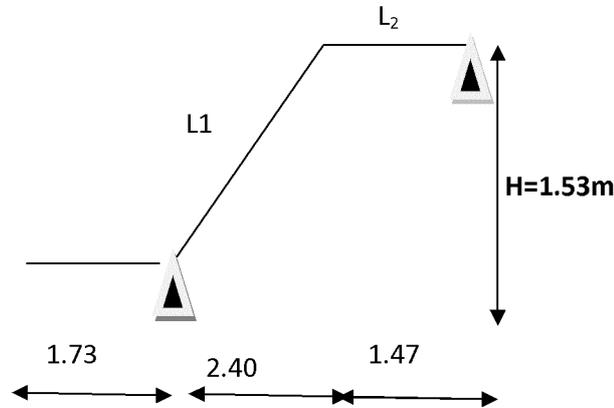
- Deux volées du R.D.C d'une hauteur : 
$$\begin{cases} H = 1,53\text{m} \dots\dots\dots(1) \\ H = 1,02\text{m} \dots\dots\dots(2) \end{cases}$$

- Une volée d'étage courant d'une hauteur :  $H = 1,53\text{m}$

**A. Pré dimensionnement :**

L'escalier se compose de 3 volées, la deuxième et la troisième volée sont identiques

**✚ Présentation schématique :**



**Figure.III.4.2:**Schéma statique de l'escalier.

Avec une hauteur d'étage de 3,06 m, pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du publique, la hauteur des marches est :

$$\begin{cases} 13 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm.} \\ 28 \text{ cm} \leq g \leq 36 \text{ cm.} \end{cases}$$

Avec:

h : Hauteur de la contre marche.

g : Longueur de la marche varie de 28 a36

On prend la hauteur des marches h = 17 cm.

Nombre de contre marches :  $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \Rightarrow n = 9$  contre marches.

Le nombre de marches est pris égale à  $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$  marches.

**✚ Application :**

**➤ Loi de BLONDEL :**

Est une relation empirique qui lié h et g et qui permet de concevoir un escalier ou l'on se déplace de façon confortable.

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

Pour h = 17 cm, on aura :  $26 \text{ cm} \leq g \leq 30 \text{ cm}$  donc on prend g = 30 cm.

➤ **Vérification de la loi de BLONDEL** :  $60 \text{ cm} \leq g + 2 h \leq 64 \text{ cm}$ .  
 $60 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 64 \text{ cm} \rightarrow 60 \text{ cm} \leq 64 \leq 64 \text{ cm}$ .  $\rightarrow$  Condition vérifiée

➤ **Dimensionnement de la paillasse et du palier :**

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

$$L = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

$$\text{Cos} \alpha = \frac{L}{L_2} \Rightarrow L_2 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 29,54^\circ} = 276 \text{ cm}$$

$$L' = L_1 + L_2 = 276 + 147 = 423 \text{ cm}$$

**D'où**

$$\frac{423}{30} \leq e_p \leq \frac{423}{20} \Rightarrow 14,10 \text{ cm} \leq e_p \leq 21,15 \text{ cm} \quad \text{On prend } e_p = 15 \text{ cm}$$

**B. Calcul des charges et surcharges :**

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément réparti sur la paillasse, le calcul se fait pour une bande de 1m de projection horizontale et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

**a) Charges permanente G :**

- **Le palier :**

Eléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
- Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
- Mortier de pose	0,02	20	0,40
- Couche de sable	0,02	18	0,36
- Dalle pleine	0,18	25	4,50
- Enduit de ciment	0,02	18	0,36
<b>Charge totale</b>			<b>G = 6.02</b>

**Tableau 1 : Charge totale du palier**

- La volée :

Éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge (KN/m <sup>2</sup> )
- Revêtement carrelage	0,02	22	0,44
- Mortiers de pose	0,02	22	0,44
- Couche de sable	0,02	18	0,36
- Marches	0,17/2	25	2,12
- Dalle pleine	0,18/cos32,52	25	5,34
- Enduit ciment	0,02	18	0,36
- Garde corps	0,15	2	0,3
<b>Charge totale</b>			<b>G =9,36</b>

Tableau 2 : Charge totale de la volée.

**b) Surcharge d'exploitation Q:**

Le DTR de charges et surcharges nous donne :

$$Q = 2.5 \text{ KN/ml. (Art 7.2.2 DTR BC2)}$$

$$Q = Q1(\text{Volée}) = Q2(\text{Palier})$$

$$P_{p \text{ mur}} = (3.06 - 0.15) \times 2.36 \times 1 \text{ ml} = 6.86 \text{ KN}$$

**c) Combinaison de charges**

	ELU: 1,35G+1,5 Q [KN/ml]	ELS: G+Q [KN/ml]
Palier	11.88	8.52
Volée	16.38	11.86
Mur	9.27kN	6.86KN

**d) Calcul à l'ELU:**

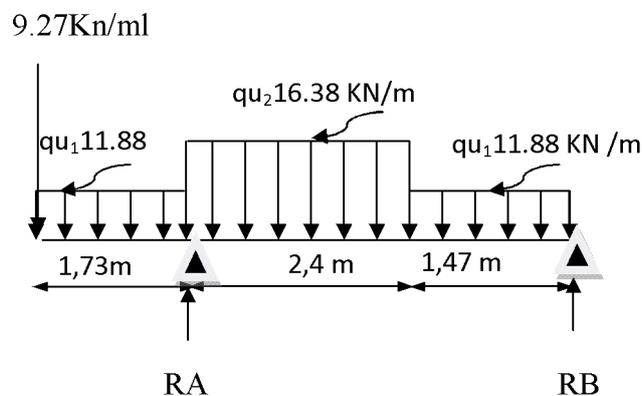


Figure.III.4.3:Schéma statique de l'escalier à deux volées (ELU)

✚ **Calcul des réactions d'appuis :**

$$\Sigma F/yy' = 0$$

$$R_A + R_B = 9.27 + (11.88 \times 1.73) + (16.38 \times 2.40) + (11.88 \times 1.47) \quad R_A + R_B = 86.60 \text{ KN/ml}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B \times 3.87 = -9.27 \times 1.73 - 11.88 \times 1.73 \times \left(\frac{1.73}{2}\right) + 16.38 \times 2.4 \times \left(\frac{2.4}{2}\right) + 11.88 \times (1.47 \times 3.135)$$

$$R_B = 17.60 \text{ KN}$$

$$R_A = 69 \text{ KN}$$

**a) Calcul des efforts internes :**

✓ **Efforts tranchants :**

**1<sup>er</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 1.73$

- **Effort tranchant**

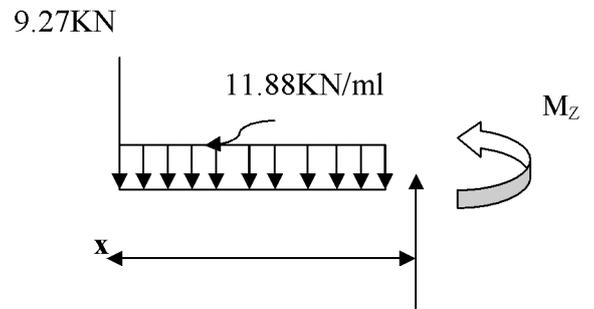
$$T(x) - q_{u1}x - q_u = 0$$

$$T(x) = 11.88x + 9.27$$

- **Moment fléchissant**

$$M(x) = -q_{u1} \frac{x^2}{2} - q_u x = -\frac{11.88}{2} x^2 - 9.27x$$

X (m)	Ty [KN]	Mz [KN.m]
0	+9.27	0
1.73	+29.82	-33.81



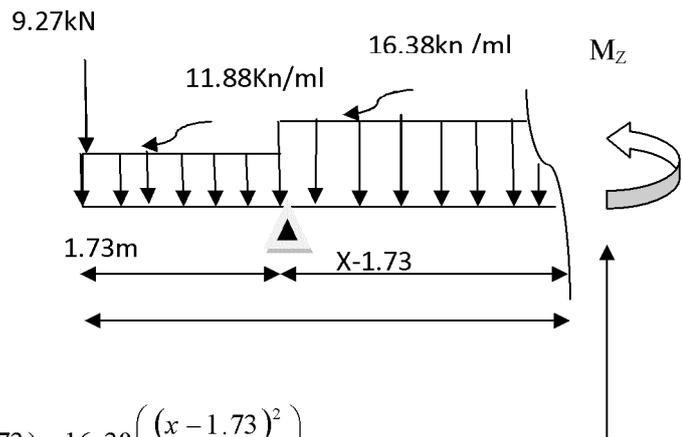
**2<sup>er</sup> tronçon :**  $1.73 \leq x \leq 4.13 \text{ m}$

- **Effort tranchant**

$$T(x) = +9.27 - 69 + 11.88(1.73) + 16.38(x - 1.73)$$

- **Moment fléchissant**

$$M(x) = -9.27(x) - 11.88 \times 1.73(x - 0.865) + 69(x - 1.73) - 16.38 \left( \frac{(x - 1.73)^2}{2} \right)$$



X (m)	Ty [KN]	Mz [KN.m]
1.73	-39.17	-33.81
4.13	+0.13	+13.03

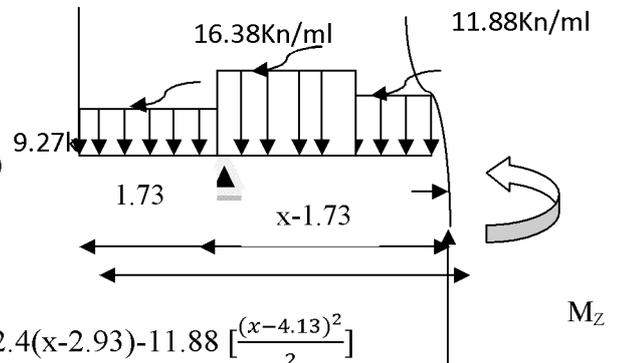
**3<sup>ème</sup> tronçon :  $4.13 \leq x \leq 5.60$  m**

**-Effort tranchant**

$$T(x) = 9.27 - 69 + 11.88(1.73) + 16.38(2.4) + 11.88(x - 4.13)$$

**-Moment fléchissant**

$$M(x) = -9.27(x) - 11.88 \times 1.73(x - 0.865) + 69(x - 1.73) - 16.38 \times 2.4(x - 2.93) - 11.88 \left[ \frac{(x - 4.13)^2}{2} \right]$$



X (m)	Ty [KN]	Mz [KN.m]
4.13	+0.13	+13.03
5.60	+17.60	+0.003

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

$$T(x) = 0 \Rightarrow -67.515 + 16.38x$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 4.12 \text{ m}$$

$$4.12 \text{ m} ; x \in [1.73, 4.13].$$

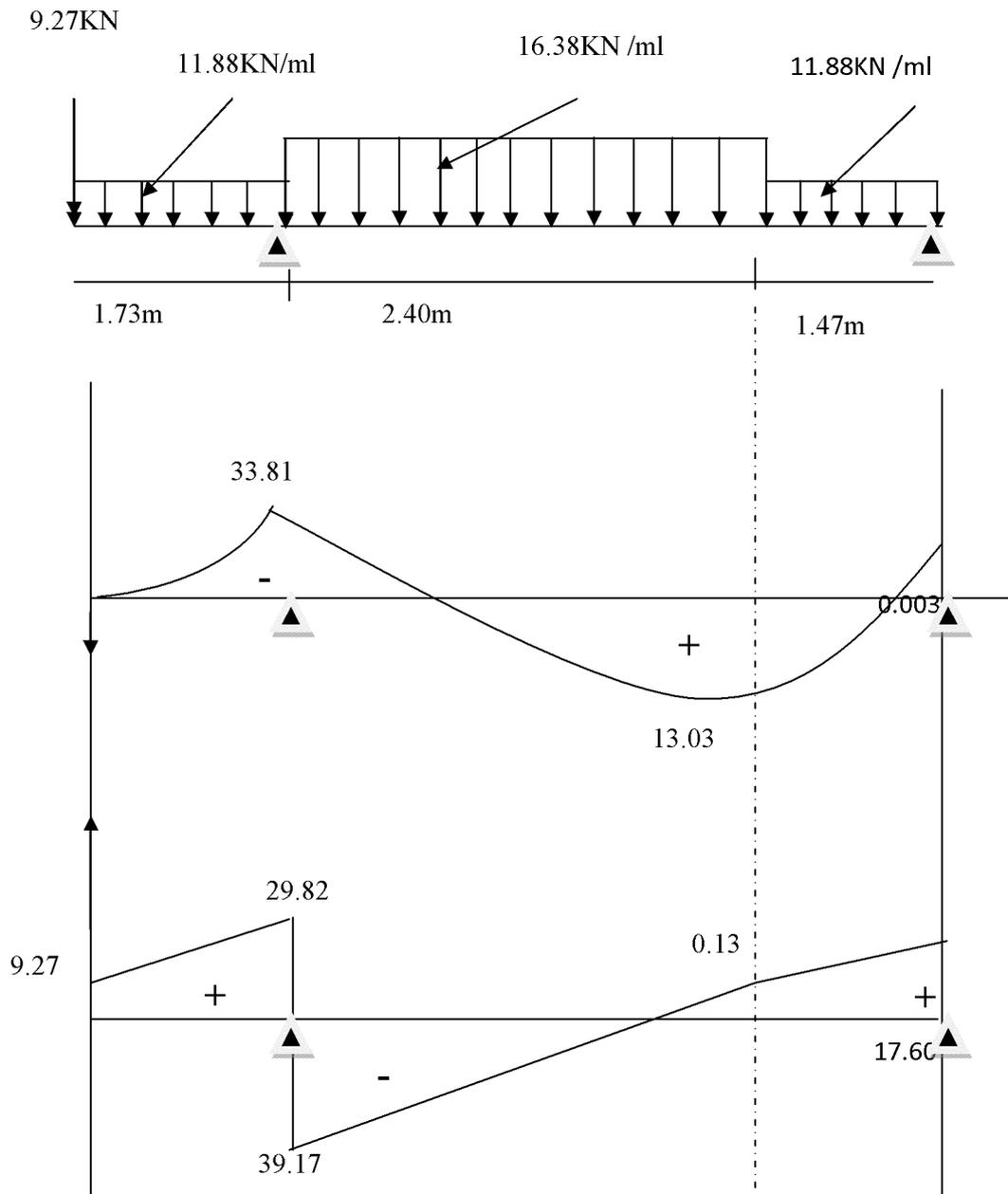
$$M(x=4.12) = 13.03 \text{ KN.m}$$

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

**Aux appuis :**  $M_u^a = -0.3 M^{\max} = -0.3(13.03) = -3.909 \text{ KN.m}$

**En travées :**  $M_u^t = 0.85 M^{\max} = 0.85(13.03) = +11.07 \text{ KN.m}$

**b) Diagramme des efforts internes à l'ELU :**



**Figure : III.4.4: Diagrammes des efforts internes de l'escalier à l'ULS**

**c) Ferrailage :**

❖ **Calcul des armatures :**

On calcul une section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont :

$b = 100 \text{ cm}$  ;  $c = 3 \text{ cm}$  ;  $d = 12 \text{ cm}$ .

➤ **Armatures longitudinales :**

• **Aux appuis :**

$$\mu_{ua} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{33.81}{1 \times 0,12^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,016$$

$$\mu_{ua} = 0,026 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_{ua} = 0,016 \longrightarrow \beta = 0,992$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{33.81 \times 10^5}{0,992 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 8,16 \text{ cm}^2$$

Soit **6HA14/ml = 9.23cm<sup>2</sup>** avec **St = 15 cm.**

• **En travée :**

$$\mu_{ut} = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{13.03}{1 \times 0,12^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,064$$

$$\mu_{ut} = 0,064 < 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_{ut} = 0,064 \longrightarrow \beta = 0,967$$

$$A_{st} = \frac{13.03 \times 10^5}{0,967 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 3,22 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA12/ml = 4.52cm<sup>2</sup>/ml** avec : **St = 25cm.**

➤ **Armatures de répartition :**

• **Aux appuis :**

$$A_r = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{9.32}{4} = 2.30 \text{ cm}^2$$

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

• **En travée :**

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

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

**d) Vérification à l'ELU :**➤ **Condition de non fragilité :**

-Armatures longitudinales :

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

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot 12 \cdot 100 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,44 \text{ cm}^2$$

• **En travée :**

$$A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2 > 1,44 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$A_{sa} = 9.23 \text{ cm}^2 > 1,44 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la section du béton à l'effort tranchant :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{39.17 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,32 < 3,33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Justification des sections d'appuis :**

$$A_s \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{39.17 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^2} = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 9.23 \text{ cm}^2 > 1.12 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la condition d'adhérence et d'entraînement au niveau des appuis (Art 6-1-3) :**

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} = \frac{39.17 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,12 \times 3,14 \times 1,4 \times 6} = 0,013 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,013 < \bar{\tau}_{su} = 3,15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Ancrage des barres (BAEL91 modifié 99-A-6-1-2) :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_c}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 28.21 \text{ cm.} \quad \text{Avec } \tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

L'épaisseur dans laquelle seront ancrées les barres est insuffisante.

Le BAEL propose de munir les barres d'un crochet normal de longueur d'encombrement  $l_c = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 28.21 \text{ cm} = 11.28 \text{ cm}$

Soit  $l_c = 12 \text{ cm}$ .

➤ **. Espacement des barres :**

• **Armatures principales (horizontales) :**

$$S_{t \max} = 20 \text{ cm} \leq \min \{3h; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Armatures de répartition :**

$$S_{t \max} = 20 \text{ cm} \leq \min \{4h; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant sur le béton au voisinage des appuis (Art.5-1-3-21)**

$$T_u^{\max} = 39.17 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times b \times d}{\gamma_s}$$

$$\bar{T}_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times b \times d}{\gamma_s} = \frac{0,4 \times 25 \times 10^{-1} \times 0,9 \times 100 \times 12}{1,5} = 720 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 39.17 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 720 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (Art.5-1-3-13) :**

$$A_a \geq \frac{\left[ T_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right]}{\sigma_{st}} = \frac{\left[ 39.17 - \frac{33.81}{0,9 \times 0,12} \right]}{348} = -0.78 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**e) Calcul à L'E.L.S**

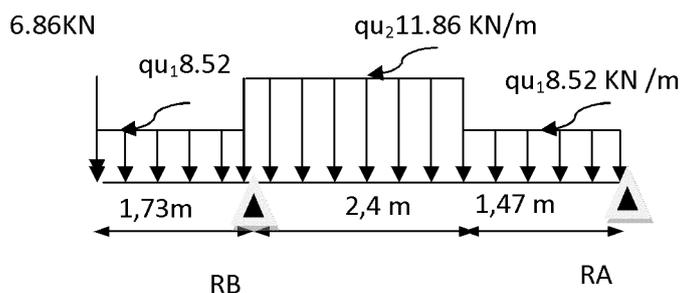


Figure.III.4.5: Schéma statique de l'escalier à deux volées

**Calcul des réactions d'appuis**

$$\sum F/yy' = 0$$

$$R_A + R_B = 6.86 + (8.52 \times 1.73) + (11.86 \times 2.40) + (8.52 \times 1.47) \quad R_A + R_B = 62.58 \text{ KN/ml}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow RB \times 3.87 = -6.86 \times 1.73 - 8.52 \times 1.73 \times \left(\frac{1.73}{2}\right) + 11.86 \times 2.4 \times \left(\frac{2.4}{2}\right) + 8.52 \times (1.47 \times 3.135)$$

$$RB = 12.61 \text{ KN}$$

$$RA = 49.97 \text{ KN}$$

**a) Calcul des efforts internes :**

**- Efforts tranchants :**

**1<sup>ier</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 1.73$

$$T(x) - q_{ul}x - q_u = 0$$

$$T(x) = 8.52(x) + 6.86$$

**-Moment fléchissant**

$$M(x) = -q_{ul} \frac{x^2}{2} - q_u x = -\frac{8.52}{2} x^2 - 6.86x$$

X (m)	Ty [KN]	Mz [KN.m]
0	6.86	0
1.73	21.59	-24.61

**2<sup>er</sup> tronçon :**  $1.73 \leq x \leq 4.13\text{m}$

**-Effort tranchant**

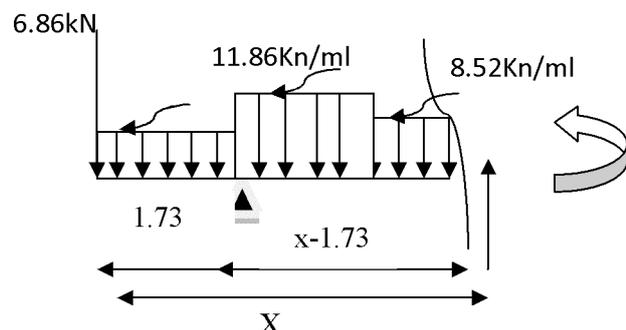
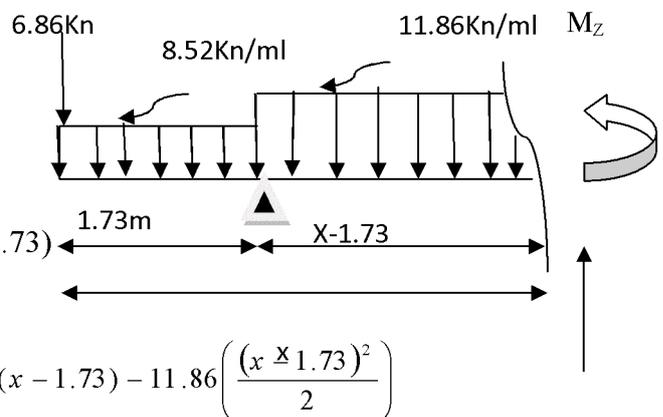
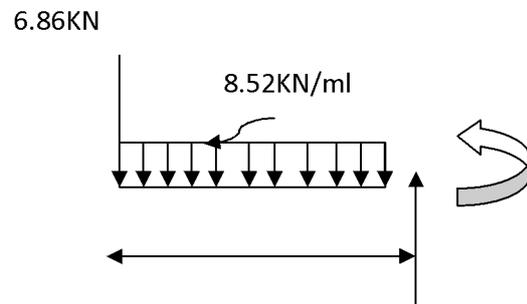
$$T(x) = +6.86 - 49.97 + 8.52(1.73) + 11.86(x - 1.73)$$

**-Moment fléchissant**

$$M(x) = -6.86(X) - 8.52 \times 1.73(x - 0.865) + 49.97(x - 1.73) - 11.86 \left( \frac{(x - 1.73)^2}{2} \right)$$

X (m)	Ty [KN]	Mz [KN.m]
1.73	-28.37	-24.61
4.13	+0.093	+9.31

**3<sup>ème</sup> tronçon :**  $4.13 \leq x \leq 5.60.$



- **Effort tranchant**

$$T(x) = 6.86 - 49.97 + 8.52(1.73) + 11.86(2.4) + 8.52(x - 4.13)$$

- **Moment fléchissant**

$$M(x) = -6.68(x) - 8.52 \times 1.73(x - 0.865) + 49.97(x - 1.73) - 11.86 \times 2.4(x - 2.93) - 8.52 \left( \frac{(x - 4.13)^2}{2} \right)$$

X (m)	Ty [KN]	Mz [KN.m]
4.13	+0.093	+9.31
5.60	+12.61	-0.03

**Calcul du moment max :**

$$T(x) = 0 \Rightarrow T(x) = +6.86 - 49.97 + 8.52(1.73) + 11.86(x - 1.73)$$

$$\Rightarrow x = 4.12 \text{ m} \quad ; \quad x \in [1.73, 4.13].$$

$$M^{\max}(4.12) = +9.13 \text{ KN.m}$$

A fin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment  $M_{u_{\max}}$  au niveau des appuis et en travée.

- **Aux appuis :**  $M_u^a = -0.3 M^{\max} = -0.3(9.13) = -2.74 \text{ KN.m}$
- **En travées :**  $M_u^t = 0.85 M^{\max} = 0.85(9.13) = 7.76 \text{ KN.m}$

b) Diagrammes des sollicitations :

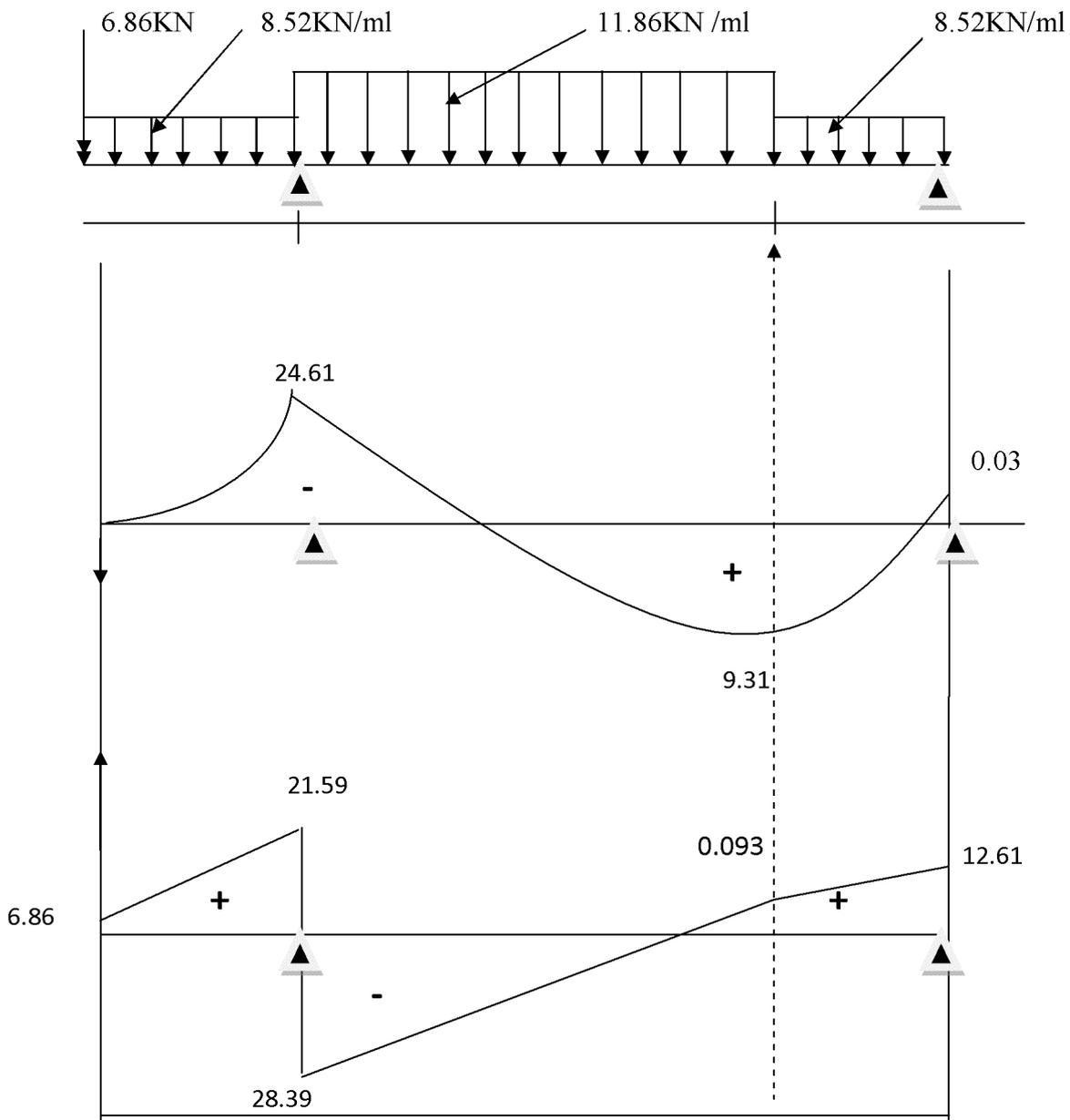


Fig. III.4.6 : Diagrammes des efforts internes de l'escalier à ELS

**c) Vérifications à l'ELS :****➤ Etat limite d'ouverture des fissures :**

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}.$$

- **En travée :**  $M_t = 7.76 \text{KN.m}$   $A_t = 4.52 \text{cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12} = 0,379$$

$$\rho_1 = 0,379 \Rightarrow \beta_1 = 0,905; K_1 = 37.63.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{A_{st} \times \beta_1 \times d} = \frac{7.76 \times 10^6}{4.52 \times 10^2 \times 0,905 \times 120} = 158.086 \text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{158.086}{37.63} = 4.20 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}. \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Aux appuis :**

$$M_a = 24.61 \text{MPa} \quad A_a = 9.23 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 9.23}{100 \times 12} = 0,769.$$

$$\rho_1 = 0,769 \Rightarrow \beta_1 = 0,8735; K_1 = 24.525$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{ser}}{A_a \times \beta_1 \times d} = \frac{24.61 \times 10^6}{9.23 \times 0,8735 \times 120} = 254.369 \text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{254.369}{24.525} = 10.371 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont acceptables :

- 1)  $\frac{h}{L} = \frac{15}{560} = 0,026 < \frac{1}{16} = 0,062 \Rightarrow$  condition non vérifiée.
- 2)  $\frac{h}{L} = \frac{15}{560} = 0,026 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{7.76}{10 \times 9.31} = 0,083 \Rightarrow$  condition non vérifiée.
- 3)  $\frac{At}{b_0 \times d} = \frac{4.52}{100 \times 12} = 0,0037 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow$  condition vérifiée.

Donc les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, le calcul de la flèche est obligatoire  
**Donc, on doit calculer la flèche.**

➤ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5q_{\max} L^4}{384E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$q_{\max} = \max(q_{\text{paillasse}} ; q_{\text{palier}})$$

Avec :

$\bar{f}$  : La flèche admissible.

$E_v$  : Module de déformation différée ( $E_v = 10818,865 \text{MPa}$ )

$I_{fv}$  : Moment d'inertie totale de la section homogène.



**La position de l'axe neutre :**

$$V_1 = \frac{S /_{x'x'}}{B_0} = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15At \times d}{b \times h + 15At} = \frac{11250 + 15 \times 4.52 \times 12}{100 \times 15 + 15 \times 4.52} = 7.69 \text{cm.}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.69 = 7.31 \text{cm.}$$

$$I_{fv} = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15At(V_2 - c)^2 = .29438.609$$

$$f = \frac{5q_s^{\max} l^4}{348 E_v I_{fv}} = \frac{5[11.86((560)^4)]}{348 (10818.86) 29438.609 \cdot 10^2} = 0.52 \text{cm} < \bar{f} = 1.12 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion :** les armatures calculées à l'E.L.U sont suffisantes. Pour les deux volées

**Remarque :** On adopte le même ferrailage pour les différents niveaux

**III.4.2 Calcul de la poutre palière**

**A) Dimensionnement :**

❖ **Hauteur**

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{245}{15} \leq h \leq \frac{245}{10} \Rightarrow 16.33 \leq h \leq 24.5 \text{ cm.}$$

Avec :

$L_{\max}$  : la longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

$h_t$ : Hauteur de la poutre.

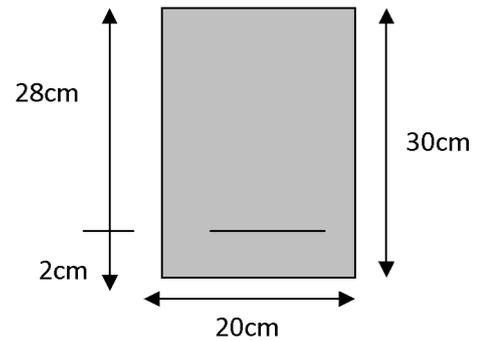
Selon RPA99 modifié 2003  $h_t \geq 30\text{cm} \Rightarrow$  on opte pour  $h_t = 30[\text{cm}]$

❖ **Largeur :**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 12 \leq b \leq 21\text{cm}$$

Selon le RPA99  $\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow b = 20[\text{cm}]$

Donc la poutre palière aura pour dimension  $b \times h = 20 \times 30\text{cm}^2$



**B) charge revenant à la poutre :**

Réaction du palier : on prend le cas le plus défavorable :

- **Poids propre de la poutre**  $G_P = 0.2 \times 0.3 \times 25 = 1.5 \text{ KN/ml.}$
- **Poids propre de mur :**  $G_{\text{mur}} = 2.36 \times (3.06 - 0.15) = 6.86 \text{ KN/ml}$
- **Réaction du palier à :**
  - A l'ELU :  $R_B^U = 17.60 \text{ KN/ml.}$
  - A l'ELS :  $R_B^S = 12.61 \text{ KN/ml.}$

$$G_{\text{Tot}} = 1.5 + 6.86 = 8.36 \text{ KN/ml}$$

**C) Combinaison des charges et surcharges:**

A l'ELU :  $q_u = 1,35G + R_B^U = 1,35(8.36) + 17.60 = 28.88 \text{ KN/ml.}$

A l'ELS :  $q_s = G + R_B^S = 8.36 + 12.61 = 20.97 \text{ KN/ml.}$

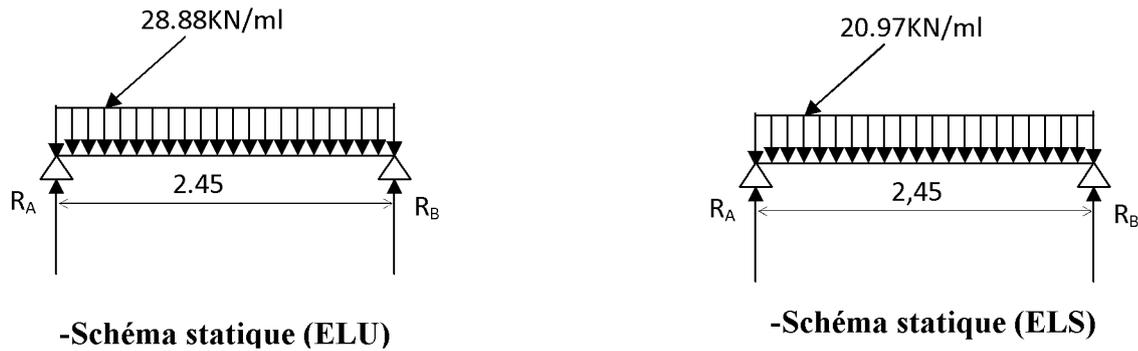


Fig. III.4.7 : Schéma statique de la poutre

**1) A l'ELU :****-Réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{28.88 \times 2.45}{2} = 35.37 \text{ kN}$$

**-Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{28.88 \cdot (2.45)^2}{8} = 21.67 \text{ kN.m}$$

**Remarque :**

Pour tenir compte de semi encastrement on fait les corrections suivantes

**-Moments corrigés :**

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \cdot M_{\max} = 0,85 \times 21.67 = 18.42 \text{ kN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 \cdot M_{\max} = -0,3 \times 21.67 = -6.50 \text{ kN.m}$$

**-Effort tranchant :**

$$T_U^{\max} = 35.37 \text{ kN.}$$

**2) A l'ELS :****Réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_s \cdot L}{2} = \frac{20.97 \times 2.45}{2} = 25.68 \text{ kN.}$$

- Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{20.97 \cdot (2.45)^2}{8} = 15.73 \text{KN.m}$$

-Moments corrigés :

En travée :  $M_t = 0.85 \cdot 15.73 = 13.37 \text{KN.m}$

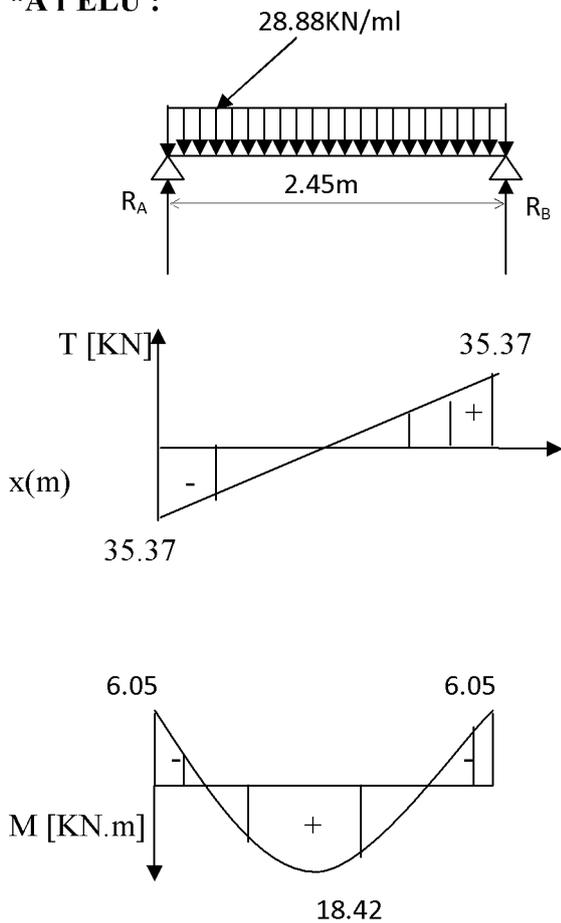
Aux appuis :  $M_a = -0.3 \cdot 15.73 = -4.72 \text{KN.m}$

-Effort tranchant :

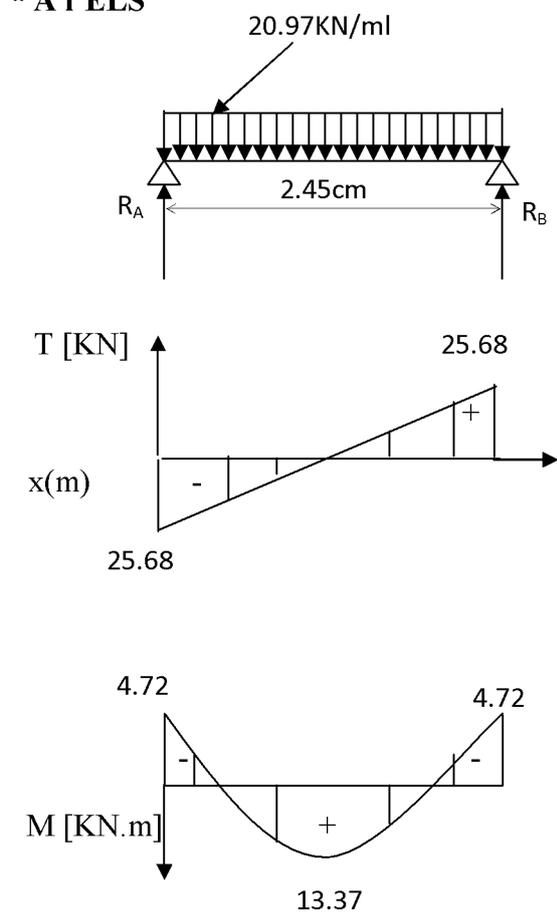
$$T_S^{\max} = 25.68 \text{KN.}$$

D) Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

\*A l'ELU :



\* A l'ELS



-Figure : III.4.8

**E) Ferrailage :****a) Calcul à l'ELU****➤ Calcul des armatures longitudinales****• En travée :**

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{18.42 \times 10^6}{200 \times 280^2 \times 14.2} = 0,082 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} ; A' = 0$$

$$\mu_U = 0,082 \Rightarrow \beta = 0,957$$

$$A_t = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{18.42 \times 10^6}{0,957 \times 280 \times 348} \times 10^{-2} = 1,97 \text{ cm}^2$$

Soit : **At = 3HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>.**

**• Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6.05 \times 10^6}{200 \times 280^2 \times 14.2} = 0,028 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} ; A' = 0$$

$$\mu_U = 0,028 \Rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6.05 \times 10^4}{0,986 \times 280 \times 348} = 0,62 \text{ cm}^2.$$

Zone	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ	β	A (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
Travée	18.42	0,082	0.957	1.97	3HA12 = 3,39 cm <sup>2</sup>
Appuis	6.05	0,028	0.986	0,62	3HA10 = 2.35 cm <sup>2</sup>

Soit : **Aa = 3HA10 = 2.35 cm<sup>2</sup>.**

**➤ Calcul des armatures transversales :**

- Diamètre :** (B.A.E.L91 article : A.7.2,2)

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{b}{10}; \phi_L; \frac{h}{35} \right).$$

Avec :

$\phi_t$  : Diamètre des barres.

b : Largeur de la poutre ; b = 25cm.

$h$  : Hauteur de la poutre  $h = 30\text{cm}$ .

$\phi_L$  : Le diamètre minimal des aciers longitudinaux ;  $\phi_L = 1,0\text{cm}$ .

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{20}{10}; 1; \frac{30}{35}\right) = \min(2, 1, 0.85) = 0.85$$

On prend  $\phi_t = 8\text{mm}$ .

$$A_t = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = \frac{3,14 \times 0,8^2}{4} = 0,50\text{cm}^2.$$

Les armatures transversales seront constituées d'un seul cadre, et un étrier.

$$A_t = 4\phi 8 = 2,01\text{cm}^2.$$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

$$S_{t1} \leq \min(0,9 \cdot d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_{t1} \leq \min(25,2\text{cm}; 40\text{cm})$$

$$S_{t1} = 25\text{cm}.$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b} \Rightarrow S_{t2} = \frac{2,01 \times 400}{0,4 \times 25} = 80,4\text{cm}.$$

On obtient :

$$S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}) = 25\text{cm}.$$

• **Selon le (R.P.A99 article 7.5.2.2) :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$ .

L'espacement minimum entre les armatures transversales exigé par l'R.P.A est déterminé comme suit :

✓ Dans la zone nodale :  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi_L; 30\text{cm}\right)$ .

✓ En dehors de la zone nodale :  $S_t \leq \frac{h}{2}$ .

Ce qui donne :

$$S_t \leq \min(7,5\text{cm}; 12\text{cm}; 30\text{cm}) \Rightarrow S_t = 7\text{cm} \text{ (Dans la zone nodale).}$$

$$L' = 2h = 60\text{cm} \text{ (} L' \text{ est la longueur de la zone nodale)}$$

$$S_t \leq 15\text{cm} \Rightarrow S_t = 15\text{cm} \text{ (En dehors de la zone nodale).}$$

➤ **Vérification de la quantité d'armature transversale :**

$$A_{t\min} = 0,003 \times 7 \times 20 = 0,42 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{t\min} = 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**F) Vérifications à l'E.L.U :**

**a) Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 20 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,67 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0,67 \text{ cm}^2 < (A_t, A_a) \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Vérification de l'effort tranchant :(Art.A.5.1,211/BAEL)**

On doit avoir :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{Tu^{\max}}{b \times d} = \frac{35.37 \times 10^3}{200 \times 280} = 0.63 \text{ MPa.}$$

La fissuration est peu nuisible.

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u \leq \min \left( \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**c) Vérification de la contrainte d'adhérence d'entraînement :(Art.A.6.1,3/BAEL91)**

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

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{35.37 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 113.04} = 1.24 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \sum u_i = \sum n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1.2 = 11,30 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = 1.24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

**d) Encrage des barres :(Art.A.6.1,21/BAEL91)**

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit :(Art.A.6.1,23/BAEL91)

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

Vu que  $\langle L_s \rangle$  est grande alors les armatures doivent comporter des crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochet est :

$$l \geq 0,4 \times l_s = 0,4 \times 42,32 = 16,92 \text{ cm} .$$

**e) Influence de l'effort tranchant sur le béton aux voisinages des appuis :**

$$\bar{T}_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times b \times d}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 200 \times 280}{1,5} = 336 \text{ KN}.$$

$$T_u^{\max} = 35,37 \text{ KN} < \bar{T}_u = 336 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**G) Vérifications à l'E.L.S :**

$$M_0 = 15,73 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,3 \times 15,73 = -4,72 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times 15,73 = 13,37 \text{ KN.m}$$

$$T_s^{\max} = 25,68 \text{ KN}.$$

❖ **La vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

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

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

• **En travée :**

$$M_t^{\text{ser}} = 13,37 \text{ KN.m} \quad A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{20 \times 28} = 0,605$$

$$\rho_1 = 0,605 \Rightarrow \beta_1 = 0,885, K_1 = 28,48.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\text{ser}}}{A_{st} \times \beta_1 \times d} = \frac{13,37 \times 10^6}{339 \times 0,885 \times 280} = 159,158 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{159.158}{28.48} = 5.588 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition v}$$

- **Aux appuis** :  $Ma^{ser} = 4.72 \text{MPa}$        $Aa = 2.35 \text{cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times Aa}{b \times d} = \frac{100 \times 2.35}{20 \times 28} = 0.418$$

$$\rho_1 = 0.418 \Rightarrow \beta_1 = 0.901 ; K_1 = 35.50 .$$

$$\sigma_s = \frac{Ma^{ser}}{Aa \times \beta_1 \times d} = \frac{4.72 \times 10^6}{235 \times 0.901 \times 280} = 79.61 \text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{79.61}{35.50} = 2.24 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## 2- Etat limite d'ouverture des fissures :

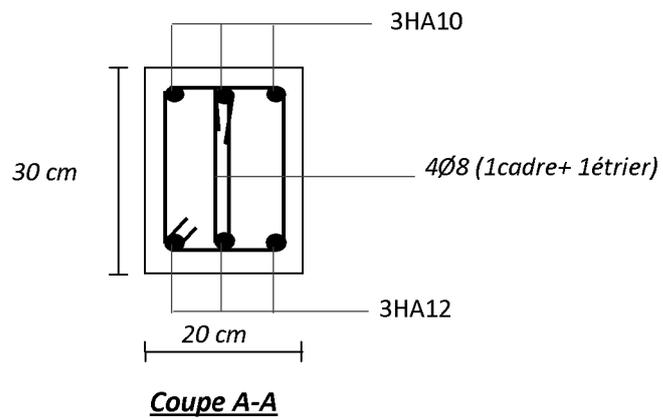
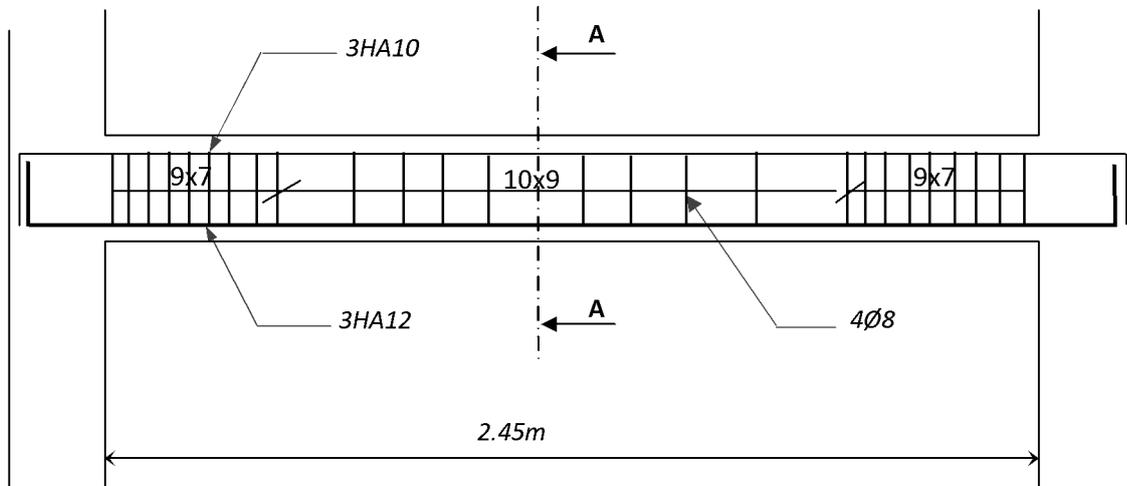
La fissuration est considérée comme étant peut nuisible, alors il est inutile de vérifier la contrainte dans les aciers.

## 3- Vérification de la flèche :(Art.B.6.5.2/BAEL91)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{30}{245} = 0,122 > \frac{13.37}{10 \times 15.73} = 0,084 \text{ Condition vérifiée} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{fe} \Rightarrow \frac{3.39}{20 \times 28} = 0,006 < \frac{4,2}{400} = 0,0105. \text{ Condition vérifiée} \\ \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{260} = 0,115 > 0,0625. \text{ Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on se dispense de calculer la flèche car les trois conditions sont vérifiées.

**NB** : On optera le même ferrailage pour toutes les poutres palières (étage courantes).



*Fig. III-5-9: Plan de ferrailage de la poutre palière*

### III.5 Calcul de la cage d'ascenseur :

#### III.5.1 Introduction :

La dalle de la salle machine est une dalle pleine qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou de la terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, on tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle. La vitesse d'entraînement  $V = 1\text{ m/s}$ , la surface de la cabine est de  $(1.43)\text{m}^2$ , la charge total que transmet le système de levage avec la cabine chargés est de 9 tonne répartie sur une surface de  $(0.8 \times 0.8)\text{ m}^2$ .

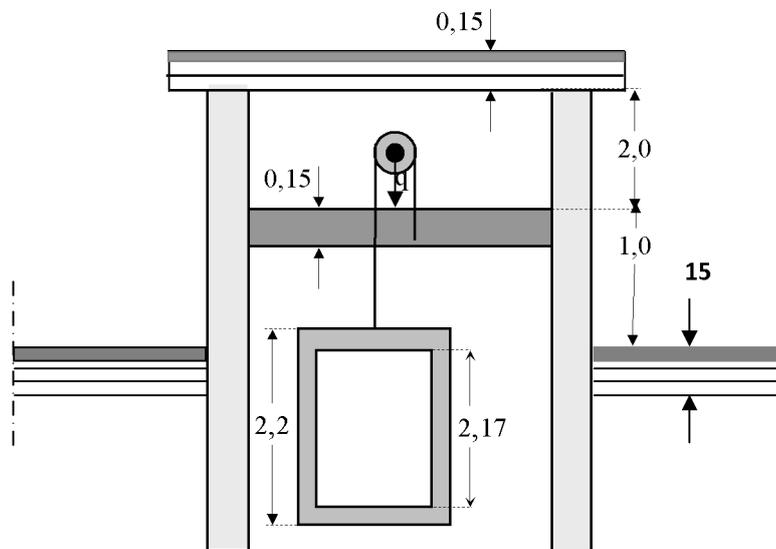


Figure III.5.1 : Cage d'ascenseur

#### III.5.2. Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

①- **calcul des moments** : L'étude des dalles reposant librement sur leurs pourtours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de **PIGEAUD** qui fournissent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

a) Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

➔ **La diffusion de la charge** : La dalle repose sur 4 appuis, Elle est soumise à une charge localisée concentrique avec :  $L_x = 110\text{ cm}$  et  $L_y = 130\text{ cm}$ .

### Epaisseur de la dalle

$$h_t = \frac{Lx}{30} = \frac{110}{30} = 3.66\text{cm.}$$

$h_t$  doit être au moins égale à 12cm (RPA99 version 2003) ;

Soit :  $h_t = 15\text{cm}$

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

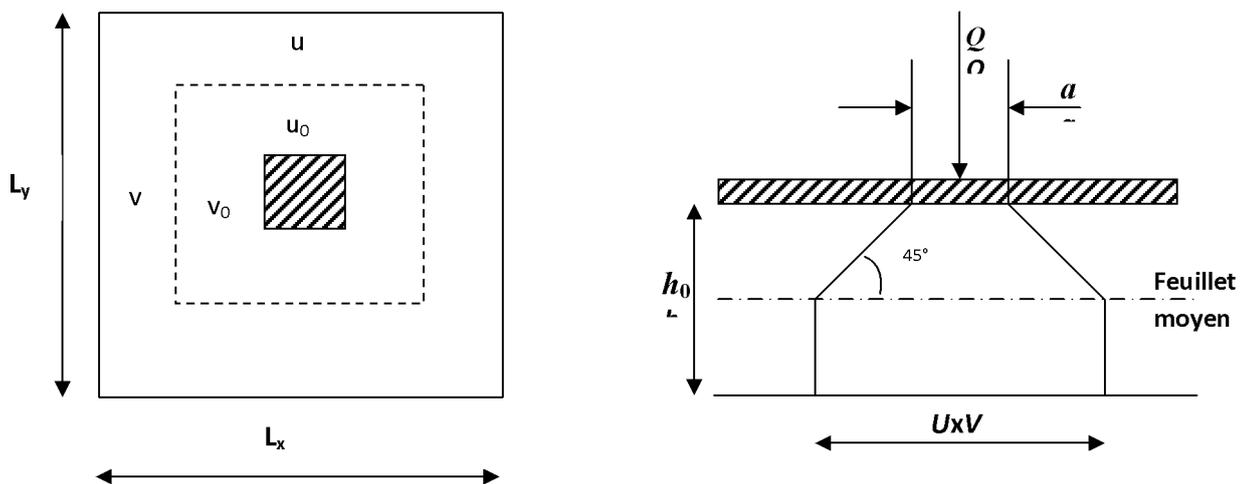


Figure III.5.2 : Schéma de la diffusion des charges de la salle machine.

$$U = U_0 + K.e + h_0$$

$$V = V_0 + K.e + h_0$$

Avec :  $h$  : épaisseur de la dalle = 15 cm.

$K = 2$  : pour un revêtement en béton armé.

$e = 5$  cm : épaisseur du revêtement.

$U_0 = V_0 = 80$  cm Cotes de rectangle sur lequel la charge  $P$  s'applique.

$$\Rightarrow \begin{cases} U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \\ V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \end{cases}$$

Pour le calcul de la dalle, on commence par supposer que le panneau de la dalle simplement appuyée sur le contour, dans une seconde phase, on tient compte de la continuité et des encastremets sur les appuis de rive.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.10}{1.30} = 0.846$$

$$0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} = 0.846 \leq 1 \Rightarrow \text{Le panneau travail dans les 02 sens}$$

### III.5.3 Détermination des sollicitations :

a) A l'ELU :

$$P_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (25 \times e_p) + 1.5 \times 1 = 6.56 \text{ KN/ml avec } e_p = 15 \text{ cm}$$

a) A l'ELS :

$$P_s = P = 90 \text{ KN}$$

$$q_s = G + Q = (25 \times 0.15) + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$$

### III.5.4 Evaluation des moments $M_x$ et $M_y$ dus au système de levage :

a) Les moments dus aux systèmes  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  :

$$M_{x1} = P_u (M_1 + v. M_2)$$

$$M_{y1} = P_u (M_2 + v. M_1)$$

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

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

$$\begin{cases} \frac{u}{l_x} = \frac{1.05}{1.10} = 0.9 \\ \frac{v}{l_y} = \frac{1.09}{130} = 0.8 \end{cases} \quad 0.9 \leq \frac{u}{l_x} \leq 1.0$$

Par interpolation  $\Rightarrow$   $\begin{cases} M_1 = 0.0555 \\ M_2 = 0.035 \end{cases}$

### Calcul des moments $M_{x1}$ et $M_{y1}$

$$\text{A l'ELU : } v = 0$$

$$P = 1.35P = 1.35 \times 90 = 121.5t = 121.5KN$$

$$\text{Donc : } M_{x1} = P.M_1 = 121.5 \times 0.0555 = 6.743KN.m$$

$$M_{y1} = P.M_2 = 121.5 \times 0.035 = 4.252KN.m$$

### b) Calcul de la dalle sollicité par une charge uniformément répartie :

#### -Evaluation du moment $M_{x2}$ et $M_{y2}$ dus au poids propre de la dalle :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.846 > 0,4 \Rightarrow 0.84 \leq \rho \leq 0.85$$

$$\rho = 0.846 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0513 \\ \mu_y = 0.6728. \end{cases}$$

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

**-Poids propre de la dalle :**

$$G = 25 \times 0.15 = 3,75 \text{ KN/m}^2$$

**Combinaison de charges**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.56 \text{ KN/ml}$$

Ce qui donne :

$$M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0.0513 \times 6.56 \times (1.10)^2 = 0.407 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.6728 \times 0.407 = 0.273 \text{ KN.m}$$

**c) superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.743 + 0.407 = 7.15 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.252 + 0.273 = 4.525 \text{ KN.m}$$

**Remarque:**

A fin de tenir compte des encastremets de la dalle ; les moments calculés seront munis en leur effectuant un coefficient de 0,85 en travée et de -0,3 aux appuis.

▪ **Sens  $l_x$  :**

**Aux appuis :**  $M_x^a = -0.3 \times 6.743 = -2.022 \text{ KN.m}$

**En travées :**  $M_y^t = 0.85 \times 6.743 = 5.731 \text{ KN.m}$

▪ **Sens  $l_y$  :**

**Aux appuis :**  $M_x^a = -0.3 \times 4.525 = -1.357 \text{ KN.m}$

**En travées :**  $M_y^t = 0.85 \times 4.525 = 3.846 \text{ KN.m}$

**d) Ferrailage à l'ELU :**

**Sens x-x:**

Le calcul se fait pour une bande de 1m

✓ **Aux appuis :**

$$M_a = -2.022 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{2.022 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0.008 < \mu_l = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.996$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{2.022 \times 10^3}{0,996 \times 13 \times 348} = 0.448 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup> Avec : St = 25 cm

✓ **En travée :**

$$M_t = 5.731 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{5.731 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0.024 < \mu_l = 0,39 \quad \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_t = \frac{5.731 \times 10^3}{0,988 \times 13 \times 348} = 1.282 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2.51 cm<sup>2</sup> Avec : St = 25 cm

**Sens Y-Y :**

✓ **Aux appuis :**

$$M_a = 1.357 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{1.357 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0056 < 0,392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,9975$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d f_e / \gamma_s} = \frac{1.357 \times 10^3}{0,9975 \times 13 \times 348} = 0.30 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4 HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup> avec St = 25 cm.

✓ **En travée :**

$$M_t = 3.846 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{3.846 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,016 < 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A.}$$

$$\Rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d f_e / \gamma_s} = \frac{3.846 \times 10^3}{0,992 \times 13 \times 348} = 0.856 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup> avec St = 25cm.

➤ **Résumé des résultats**

zone	sens	Mu (KN. m)	μ	β	A (cm <sup>2</sup> )	A Adoptée (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
Sur appuis	x-x	2.022	0,008	0,996	0,33	4HA8	25
	y-y	1.357	0,0056	0,9975	0,22	4HA8	25
En travée	x-x	5.731	0,024	0,988	0,94	4HA8	25
	y-y	3.846	0,0016	0,992	0,33	4HA8	25

Tableau III.5.1 : Ferrailage.

### III.5.5 Vérification à l'ELU :

❖ Condition de non fragilité : [Art B.7.4/ BAEL.91 modifiés 99]

• Armatures inférieures (suivant X-X) :

$$\rho_x \geq \rho = \rho_0 \frac{(3 - \frac{l_x}{l_y})}{2}$$

Avec  $\rho_0 = 0,0008$  pour [FeE 400 ]

$\rho_x$  : taux Minimal d'acier en travée dans le sens x - x.

$$\rho = \frac{A_{\min}}{S}$$

$A_{\min}$  : section minimale d'armatures

S : section totale du béton.

$$\rho = 0,0008 \times (3 - 0.9) / 2 = 0.0008$$

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

**Aux appuis :**  $A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2$       **OK**

**En travées :**  $A_t = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2$       **OK**

- **Armatures supérieures (suivant Y - Y) :**

$$\rho_y \geq \rho_0 = 0,0008$$

$\rho_y$  : Taux minimal d'acier dans le sens y-y.

$$A_{\min} = 0,0008 \times (15 \times 100) = 1,26 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis :**  $A_a = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2$       **OK**

**En travées :**  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2$       **Ok**

**Conclusion :** la condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

- **Diamètre minimal des barres:**

On doit vérifiée que :  $\phi_{\max} \leq \frac{h_e}{10}$

$$\phi_{\max} = 8 \text{ mm} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- ❖ **Ecartement des barres : [Art A.8.2.42 BAEL 91]**

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

(Charges concentrées)

- Direction la plus sollicitée :  $\min(2h, 25 \text{ cm})$ .

- Direction perpendiculaire :  $\min(3h, 33 \text{ cm})$ .

- **Sens x-x:**

- Armatures supérieures :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ .

- Armatures inférieures :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$ .

- Sens y-y:**

- Armatures supérieures :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .

- Armatures inférieures :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .

**La condition est vérifiée.**

- ❖ **Condition de non poinçonnement:**

Aucune vérification n'est à effectuer si la condition suivante est satisfaite sachant que la charge G est éloignée du bord de la dalle.

$$Q_u \leq Q = 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :  $Q_u$  : charge de calcul à l'ELU.

$\mu_c$  : Périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen.

h : épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2 \times (1.05 + 1.05) = 4.2 \text{ m.}$$

$$Q = 0,045 \mu_c h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 4.2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472.5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$Q_u = 121,5 \text{ KN} < Q = 427.5 \text{ KN}$  ..... **La condition vérifiée.**

Donc les armatures transversales sont inutiles.

❖ **Vérification aux contraintes tangentielles :**

• **L'effort tranchant [A.5.2.2] :**

Les efforts tranchant sont max au voisinage de la charge P.

**Au milieu de U :**  $V_u = \frac{P}{2l_x + l_y} = \frac{121.5}{2 \times 1.10 + 1.30} = 34.71 \text{ KN}$

**Au milieu de V :**  $V_u = \frac{P}{3l_y} = \frac{121.5}{3 \times 1.30} = 31.15 \text{ KN}$

• **Les contraintes de cisaillement :**

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{34.71 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.163 \text{ MPa.}$$

$\Rightarrow \tau_u = 0.163 \text{ MP} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MP}$  ..... **La condition est vérifiée.**

❖ **Diamètre des barres :**

On doit vérifier que :  $\Phi \leq \Phi_{\max} = \frac{h}{10}$

$\Phi$  : Diamètre des armatures longitudinales

$$\Phi = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$\Phi = 8 \text{ mm} < \Phi_{\max} = 15 \text{ mm}$  ..... **La condition est vérifiée.**

**III.5.6 Vérification à l'ELS :**

➤ **Evaluation des moments :**

• **Moment engendrés par le système de levages :**

$$M_{x1} = P_s (M_1 + vM_2)$$

$$M_{y1} = P_s (M_2 + vM_1)$$

Avec :  $v = 0.2$  à l'ELS.

$$\begin{cases} M_1 = 0.0555 \text{ K N.m} \\ M_2 = 0.035 \text{ KN .m} \end{cases}$$

$$M_{x1} = 90 (0.046 + 0.2 \times 0.035) = 4.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90 (0.035 + 0.2 \times 0.0555) = 4.15 \text{ KN.m}$$

- **Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :**

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l_x^2$$

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

$$\text{Avec: } q_s = 4.75 \text{ KN}$$

$$\rho = 0.9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0513 \\ \mu_y = 0.6728. \end{cases}$$

$$M_{x2} = 0.0513 \times 4.75 \times 1.3^2 = 0.411 \text{ KN.M}$$

$$M_{y2} = 0.6728 \times 0.36 = 0.242 \text{ KN.m}$$

- **Superposition des moment :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4.77 + 0.411 = 5.18 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.15 + 0.242 = 4.39 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel de la dalle à ses extrémités on aura :

➤ **Sens X-X :**

✓ **Aux appuis :**

$$M_a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 5.18 = -1.55 \text{ KN.m}$$

✓ **En travée :**

$$M_t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 5.18 = 4.40 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens Y-Y :**

✓ **Aux appuis :**

$$M_a = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 4.39 = 2.20 \text{ KN.m}$$

✓ **En travée :**

$$M_t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 4.39 = 3.73 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite de fissuration :**

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

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

Pour se disposer du calcul de la contrainte de compression ( $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ ) on doit vérifier la condition suivante :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \alpha = \frac{y}{d} \quad \text{et} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

**a) Sens X-X :**

✓ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{2.022}{1.55} = 1.30 \Rightarrow \frac{1.30-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.4$$

$$\mu_b = 0.008 \rightarrow \alpha = 0.0100 < 0.40 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{5.731}{4.40} = 1.30 \Rightarrow \frac{1.30-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.40$$

$$\mu_b = 0.024 \rightarrow \alpha = 0.0304 < 0.4 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**b) Sens Y-Y :**

✓ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{1.357}{2.20} = 0.616 \Rightarrow \frac{0.616-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.058$$

$$\mu_b = 0.0056 \rightarrow \alpha = 0.00625 < 0.058 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{3.846}{3.73} = 1.03 \Rightarrow \frac{1.03-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.265$$

$$\mu_b = 0.016 \rightarrow \alpha = 0.0201 < 0.265 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Etat limite de déformation :**

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur 4 cotés on peut se dispenser de calculer la flèche, si les conditions suivantes sont respectées :

$$\text{a) } \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 \times M_x}$$

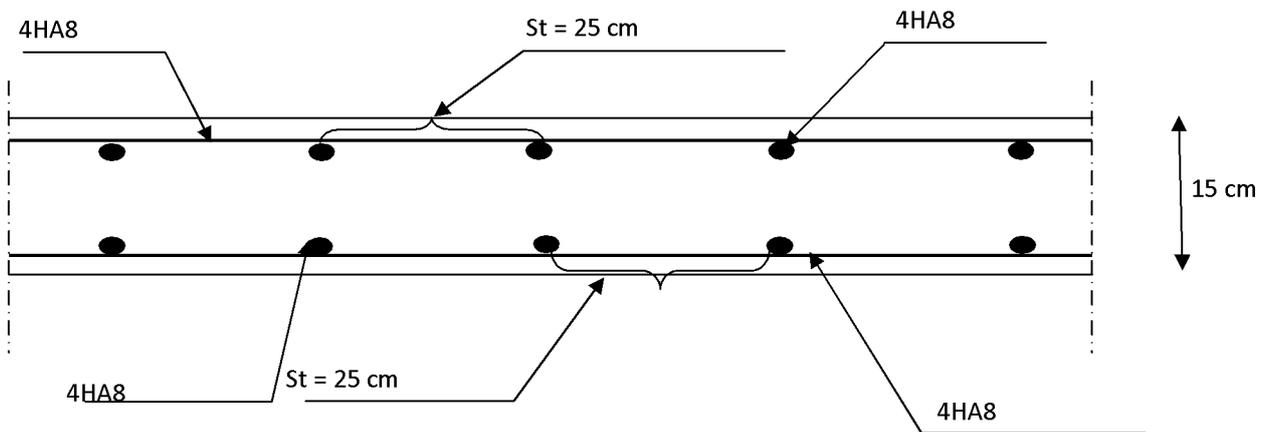
$$\text{b) } \frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

Avec :

- h : hauteur de dalle.
- $M_{tx}$  : Moment en travée de la dalle continue dans la direction  $l_x$
- $M_x$  : Moment isostatique dans la direction de (x -x) pour une bande de largeur égale à 1[m].
- $A_x$  : Section d'armature par bande de largeur égale à 1[m]
- d : La hauteur utile de la bande.
- b : La largeur de bande égale à 1[m]

$$\begin{aligned}
 \text{a) } & \frac{h}{l_x} = \frac{15}{110} = 0.136 \\
 & \frac{M_{tx}}{20 \times M_x} = \frac{4.40}{20 \times 5.18} = 0.042
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} \frac{h}{l_x} = \frac{15}{110} = 0.136 \\ \frac{M_{tx}}{20 \times M_x} = \frac{4.40}{20 \times 5.18} = 0.042 \end{aligned}} \right\} \frac{h}{l_x} = 0.136 > 0.042 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\begin{aligned}
 \text{b) } & \frac{A_x}{b \times d} = \frac{2.51}{100 \times 13} = 0.0019 \\
 & \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} \frac{A_x}{b \times d} = \frac{2.51}{100 \times 13} = 0.0019 \\ \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \end{aligned}} \right\} \frac{A_x}{b \times d} = 0.0019 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$



*Plan de ferrailage de la salle machine suivant : x-x et y-y.*

### III.6 Les plancher en dalle pleine :

La partie centrale du plancher est constituée d'une dalle pleine reposant sur quatre appuis d'épaisseur de 15 cm.

#### III.6.1 Calcul à l'ELU :

##### a) Calcul des efforts :

Le calcul se fera par application de la méthode exposée dans le BAEL 91.  
Soit  $L_x, L_y$  distances mesurées entre nu d'appuis, et « q » la charge uniformément répartie par l'unité de longueur.

On suppose que le panneau est simplement appuyé sur ses débords :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{Avec : } L_x < L_y$$

$$\rho = \frac{2.9}{3.9} = 0,74 \Rightarrow 0,4 \leq \rho \leq 1$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$  Le panneau de dalle travaille dans les deux sens :

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Avec :  $\mu_x, \mu_y$  coefficients donnés en fonction de  $\rho$  et de coefficient de poisson  $\nu$

$$\nu = 0 \text{ à l'ELU}$$

$$\nu = 0,2 \text{ à l'ELS}$$

#### Remarque :

Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

##### b) Combinaison de charges :

$$G = 5,20 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,500 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow q_u = 9,27 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 6,7 \text{ KN/m}^2$$

##### • À l'ELU :

$$\rho = 0,74 \Rightarrow \mu_x = 0,0634$$

$$\mu_y = 0,494$$

$$M_{0x} = 0,0634 \times 9,27 \times 2,9^2 = 4,942 \text{ KN. m}$$

$$M_{0y} = 0,494 \times 4,942 = 2,441 \text{ KN. m}$$

$$M_{0y}/M_{0x} = 0,49 > 25\%$$

**Remarque :**

Les dalles encastrees totalement ou partiellement sur leur contour sont calculees a la flexion sur la base des efforts qui s'y developperaient si elles etaient articulees sur leurs contours (BAEL Art-8-2-32).

Les moments de **flexion maximaux**  $M_x$  calcules peuvent etre reduits de **15 a 25 %** selon les conditions d'encastrement aux appuis.

Les moments d'encastrement sur les **grands cotés**, sont evalues a au moins **40 ou 50 %** des moments de la dalle articulee.

Les moments d'encastrement sur les **petits cotés**, prennent des valeurs de meme ordre que sur les grands cotés **40 ou 50 %**.

Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

En tenant compte de l'encastrement

Le Panneau de dalle est considere continuer au-dela de ses appuis :

Moment en travée :  $0,75M_x$  et  $0,75M_y$

Moment aux appuis :  $0,5 M_x$  et  $0,5M_y$

**Calcul des moments :**

En travée :  $M_{xt} = 0,75 M_{0x} = 3,706 \text{ Kn. m}$

$M_{yt} = 0,75 M_{0y} = 1,83 \text{ Kn. m}$

Aux appuis :  $M_{xa} = -0,5 M_{0x} = -2,471 \text{ Kn. m}$

$M_{ya} = -0,5 M_{0y} = -1,22 \text{ Kn. m}$

**III.6.2 Ferrailage :**

- **En travée :**

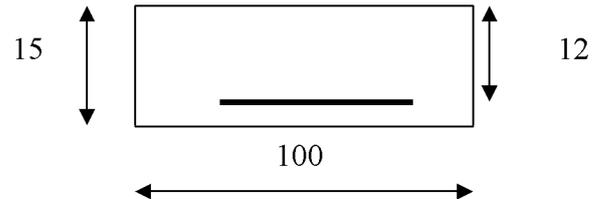
**- Sens de la petite portée**

$$\mu = \frac{M_{xt}}{bd_x^2 \sigma_{st}} \Rightarrow \frac{3.706.10^3}{100.12^2.14,2} = 0,018 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,018 \Rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_x = \frac{M_{xt}}{\beta d_x \sigma_{st}}$$

$$A_x = \frac{3.706.10^3}{0.991.12.348} = 0.895 cm^2$$



On adopte 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup> avec un espacement : e=25cm

**-Sens de la grande portée :**

$$\mu = \frac{M_{yt}}{bd_y^2 \sigma_b} \Rightarrow \frac{1,83.10^3}{100.12^2.14,2} = 0,008 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.02 \Rightarrow \beta = 0.996$$

$$A_y = \frac{M_{yt}}{\beta d_y \sigma_{st}}$$

$$A_y = \frac{1,83.10^3}{0.996.12.348} = 0.439 cm^2$$

Soit 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup> avec un espacement : e=25cm

- **Aux appuis :**

**- Sens de la petite portée :**

$$\checkmark M_{ax} = 2,471 \text{ Kn} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_{xa}}{bd^2 \sigma_b} = \frac{2,471.10^3}{100 \cdot 12^2 \cdot 14,2} = 0,012 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,012 \Rightarrow \beta = 0,994$$

$$A = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2,471.10^3}{0,994.12.348} = 0.59 cm^2$$

Soit 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>      espacement e=25cm  
**-Sens de la grande portée :**

$$\checkmark M_{ay} = 1,22 \text{ Kn.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ya}}{bd_y^2 \sigma_b} = \frac{1,22 \cdot 10^3}{100 \cdot 12,2^2 \cdot 14,2} = 0,006 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,006 \Rightarrow \beta = 0,997$$

$$A = \frac{M_a}{\beta d_y \sigma_{st}} = \frac{1,22 \cdot 10^3}{0,997 \cdot 12,2 \cdot 348} = 0,29 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>      espacement e=25cm

**III.6.3 Vérification à l'ELU :**

**1. Conditions de non fragilité :**

**-Armatures inférieures :**

$$A_{\min} = \rho_0 \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) bh$$

$$\rho_0 = 0,8 \text{ ‰}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \frac{3 - 0,74}{2} 100 \cdot 15 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

**Armatures supérieures :**

$$A_{\min} = \rho_0 bh = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**-Diamètre maximal des armatures :**

On doit vérifier que :

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

$$\phi = 10 \text{ mm} \leq 15 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**2. Ecartement des barres :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas excéder la plus faible des deux valeurs suivantes :

**En région centrale du panneau :**

**-Armatures  $A_x/L_x$  :**

$$S_t = 25\text{cm} < \min \{3h, 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**-Armatures  $A_y/L_y$  :**

$$S_t = 25\text{cm} < \min \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**Donc les armatures sont convenablement réparties.**

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

-Sens x-x :

$$V_u = \frac{P}{3.I_y} = \frac{9,27}{3 \times 3.9} = 0,79\text{KN.}$$

-Sens y-y :

$$V_u = \frac{P}{2.I_y + I_x} = \frac{9.27}{2 \times 3.9 + 2.9} = 0.866\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{0.866 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,0072\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{cj}}{1,5}, 5\text{MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{3,33, 5\text{MPa}\} = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,0072 \text{ MPa} < 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$\tau_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \quad \text{Avec } \sum u_i : \text{ somme des périmètres utiles des armatures}$$

$$\sum u_i = 4\pi \cdot 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{0.866 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 120 \cdot 100,5} = 0.0789\text{MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**III.6.4 Vérification à l'ELS:**

$$q_s = 6,7 \text{ KN/ml}$$

**-Calcul des moments :**

$$\rho = 0,74 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0634 \\ \mu_y = 0,494 \end{cases}$$

$$M_{0,x} = 0,0634 \cdot 6,7 \cdot 2,9^2 = 3,572 \text{ KN.m}$$

$$M_{0,y} = 0,494 \cdot 3,572 = 1,764 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement :

- **En travée :**

$$M_{xt} = 0,75 M_x$$

$$M_{xt} = 0,75 \cdot 3,572 = 2,68 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0,75 M_y$$

$$M_{yt} = 0,75 \cdot 1,764 = 1,323 \text{ KN.m}$$

- **Aux appuis :**

$$M_{xa} = 0,5 M_x$$

$$M_{xa} = 0,5 \cdot 3,572 = 1,786 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = 0,5 M_y$$

$$M_{ya} = 0,5 \cdot 1,764 = 0,882 \text{ KN.m}$$

**a/ Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{tx}}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 2,01}{100 \cdot 12} = 0,167$$

$$\rho_1 = 0,167 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,9335 ; \quad \alpha_1 = 0,1995$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,1995}{15(1-0,1995)} = 0,016$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{tx}^{ser}}{\beta_1 \cdot d_x \cdot A_{st}} = \frac{2,68 \cdot 10^6}{0,9335 \cdot 120 \cdot 2,01 \cdot 10^2}$$

$$\sigma_{st} = 119,026 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} = 0,016 \times 119,026 = 1,904 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**b/ Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 119,026 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**c/ -Etat limite de déformation :**

Pour ne pas avoir à faire une vérification de la flèche, le BAEL (Art-7.5) exige que la condition suivante soit vérifiée :

$$h \geq \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{M_{tx}^{ser}}{20 \cdot M_{0,x}^{ser}} \right] \cdot l_x$$

$$h \geq \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{2,68}{20 \times 3,572} \right] \cdot 2,9 (m)$$

$$h \geq 0,1088 \text{ m} = 10,88 \text{ cm}$$

$$h = 15 \text{ cm} > 10,88 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.**

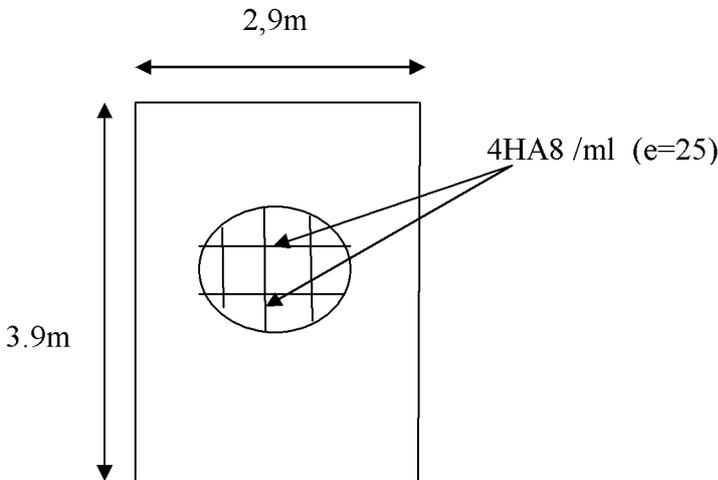


Fig. III.6.1 Schéma de ferrailage de la dalle pleine

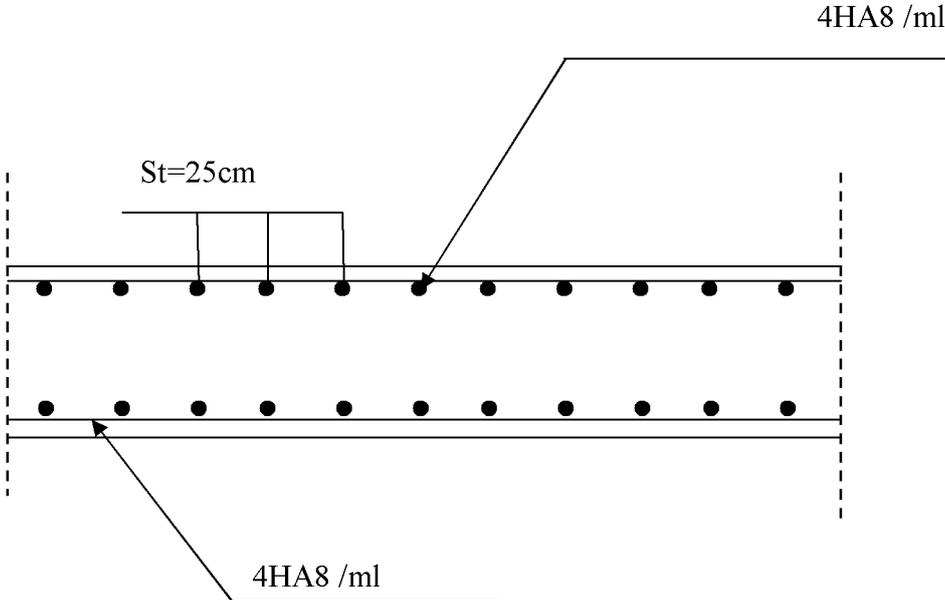


Figure. III.6.2 Plan de ferrailage de la dalle pleine

**Introduction :**

Dans ce chapitre, nous étudierons le système structural d'éléments assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des efforts horizontaux.

L'étude du contreventement est une étape importante et décisive dans l'étude de tout bâtiment, elle mérite le plus grand soin. Elle consiste à parer la structure contre les deux types de sollicitations horizontales ; vent et séisme. Un contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Du système (poteaux – poutres) formant portiques étagés.
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou gaines présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
- Une combinaison des deux systèmes suscités, formant un contreventement mixte ou portiques et refends rigidement liés travaillant conjointement pour faire face aux séismes.

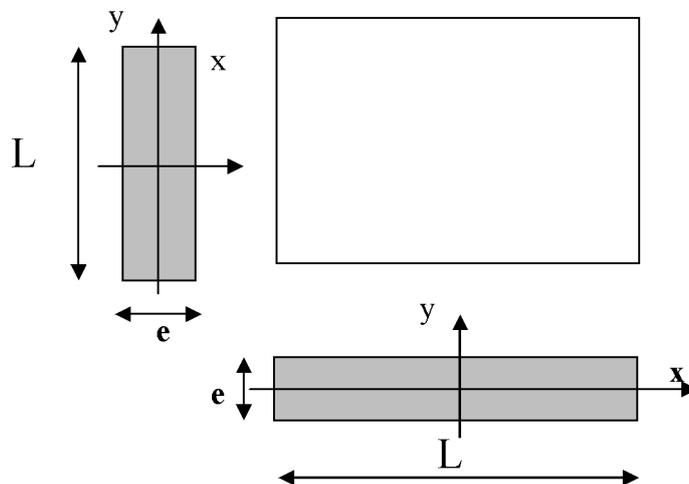


Fig. IV-1 : Coupe sur des voiles pleins

**IV-1) Calcul des inerties des refends Inertie des voiles :**

**a)- Les refends longitudinaux**

$$I_y = \frac{e.L^3}{12}$$

$$I_x = \frac{L.e^3}{12} \ll I_y \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des voiles}$$

Longitudinaux par rapport à l'axe (x-x)

**b)- Les refends transversaux:**

$$I_x = \frac{e.L^3}{12}$$

$$I_y = \frac{L.e^3}{12} \ll I_x \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des voiles transversaux par rapport à l'axe}$$

**c) Inertie d'un refend à une seule file d'ouverture :**

$$I_e = \frac{a_n I}{\frac{60}{11} \frac{2mc\psi_0}{I_0 \alpha^2}} + 1$$

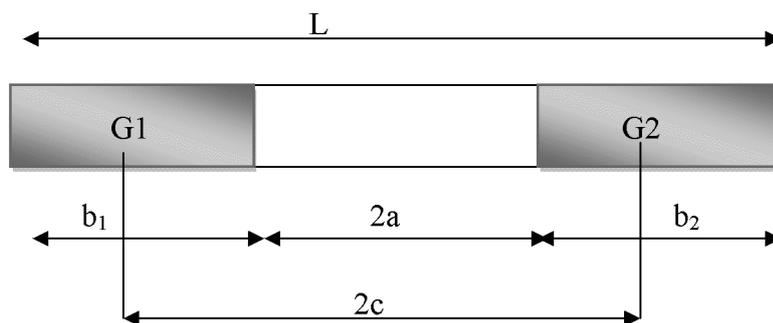
$$a_n = \frac{11}{20} + \frac{9}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3} \quad \text{si } n < 11 \text{ niveaux}$$

$$a_n = 1 \quad \text{si } n \geq 11 \text{ niveaux}$$

I: Inertie totale de refend.  $I = I_1 + I_2 + 2mc = I_0 + 2mc$ . ( $I_0 = I_1 + I_2$ ).

c : Demi distance entre les centres de gravité des deux éléments de refend.

m: Moment statique de chacun des éléments de refends par rapport au c.d.g de l'ensemble.



**Figure IV.1 : coupe sur un voile à une seule file**

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}}$$

A1,A2 : Aires des éléments de refend.

$\alpha$ : Degré de monolithisme.  $\alpha = \omega Z$

Z: Hauteur de bâtiment.

$\omega$ : Coefficient de monolithisme

$$w^2 = \frac{3Ei}{E I_0} \frac{I}{m} \frac{c}{a^3 h}$$

E: Module d'élasticité du matériau constituant le refend.

E' : Module d'élasticité du matériau constituant le linteau. (Généralement E = E').

i: Inertie de linteau.  $i = e B^3/12$  .

a: Demi portée libre de l'ouverture.

h: Hauteur d'étage.

**Remarque :**

La longueur L des voiles est mesurée aux extrémités extérieures des poteaux encadrant ceux-ci, elle varie donc avec la section des poteaux. Pour éviter cette variation et assuré la continuité de ces voiles en élévation, chaque voile doit avoir la même longueur L pour tous les niveaux, cette longueur sera celle mesuré au dernier niveaux ou la section des poteaux est de (35x35).

**IV- 2) Calcul de l'inertie des voiles :**

❖ **Sens transversal:**

Niveaux	Voile	L (m)	e(m)	I (m <sup>4</sup> )	Somme
<b>RDC et EC</b>	<b>VT1</b>	<b>1.375</b>	<b>0,20</b>	<b>0.04</b>	<b>0.345</b>
	<b>VT2</b>	<b>1.575</b>	<b>0,20</b>	<b>0.065</b>	
	<b>VT3</b>	<b>1.375</b>	<b>0,20</b>	<b>0.04</b>	
	<b>VT4</b>	<b>1.375</b>	<b>0,20</b>	<b>0.04</b>	
	<b>VT5</b>	<b>1.375</b>	<b>0,20</b>	<b>0.04</b>	
	<b>VT6</b>	<b>1.525</b>	<b>0,20</b>	<b>0.06</b>	
	<b>VT7</b>	<b>1.525</b>	<b>0,20</b>	<b>0.06</b>	

❖ **Sens longitudinal**

Niveaux	Voile	L (m)	e(m)	I (m <sup>4</sup> )	Somme
<b>RDC et EC</b>	<b>VL1</b>	<b>4.10</b>	<b>0,20</b>	<b>1.148</b>	<b>4.328</b>
	<b>VL2</b>	<b>4.10</b>	<b>0,20</b>	<b>1.148</b>	
	<b>VL3</b>	<b>1.575</b>	<b>0,20</b>	<b>0.065</b>	
	<b>VL4</b>	<b>3.85</b>	<b>0,20</b>	<b>0.951</b>	
	<b>VL5</b>	<b>3.85</b>	<b>0,20</b>	<b>0.951</b>	
	<b>VL6</b>	<b>1.575</b>	<b>0,20</b>	<b>0.065</b>	

### IV-3) Inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successives :

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENT EN BETON ARME » qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à 1 tonne, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (**1 tonne à chaque niveau**).

En fixant l'inertie du refend à **1[m<sup>4</sup>]**, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refonds et pour les portiques.

#### IV-3-1) Calcul des flèches du refonds :

Le calcul des flèches du refond dont l'inertie  $I = 1[m^4]$ , soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires ».

Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure (V.3), au dessous est donnée par :

$$f = \frac{\sum S_i X_i}{EI}$$

Avec :

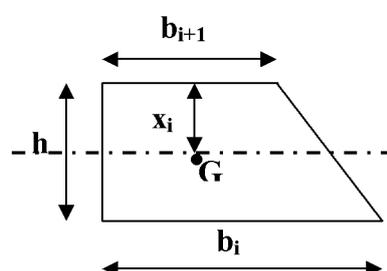
$S_i$  : surface du trapèze.

$X_i$  : distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

$$S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \cdot h}{2}$$

La distance du centre de gravité d'un trapèze à sa plus petite base :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \cdot h}{3 \cdot (b_i + b_{i+1})}$$



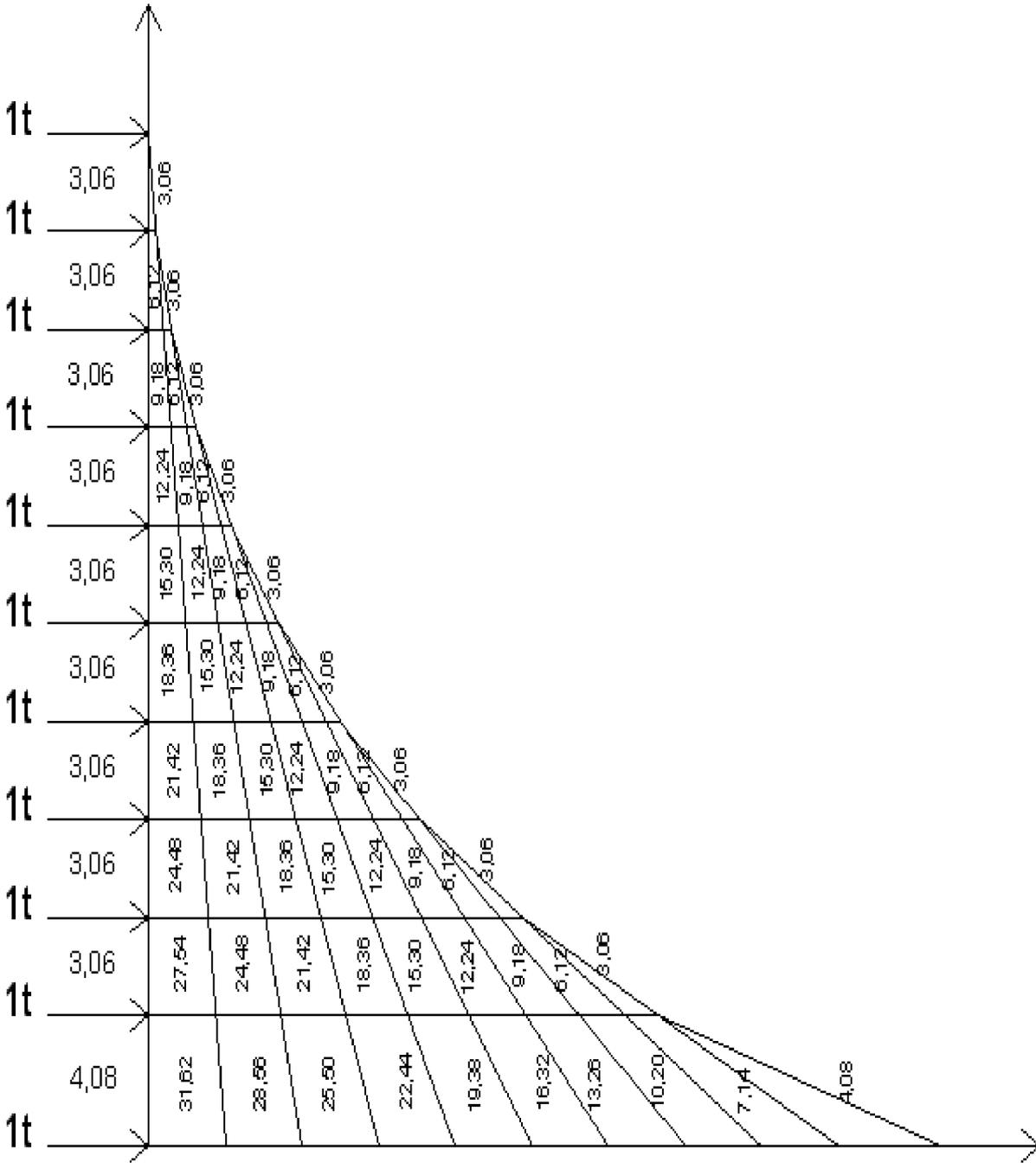


Fig. IV-2 Diagramme des moments des aires

• Flèche dans les refonds :(méthode des moments des aires) :

Niveau	H(m)	b <sub>i</sub> (m)	b <sub>i+1</sub> (m)	d <sub>i</sub> (m)	S <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	F <sub>i</sub> ×EI
9	3,06	3,06	0	2,04	4,6818	46213,84
8	3,06	9,18	3,06	1,785	18,7272	40161,771
7	3,06	18,36	9,18	1,7	42,1362	34143,129
6	3,06	30,6	18,36	1,6575	74,9088	28215,221
5	3,06	45,9	30,6	1,632	117,045	22464,005
4	3,06	64,26	45,9	1,615	168,5448	17004,09
3	3,06	85,68	64,26	1,60285714	229,4082	11978,739
2	3,06	110,16	85,68	1,59375	299,6352	7559,8689
1	3,06	137,7	110,16	1,58666667	379,2258	3948,0475
RDC	4,08	178,5	137,7	2,12774194	645,048	1372,468

$$f_{RDC} = \frac{1372.468}{EI}$$

$$f_1 = \frac{3948.047}{EI}$$

$$f_2 = \frac{7559.869}{EI}$$

$$f_3 = \frac{11978.739}{EI}$$

$$f_4 = \frac{17004.09}{EI}$$

$$f_5 = \frac{22464.005}{EI}$$

$$f_6 = \frac{28215.221}{EI}$$

$$f_7 = \frac{34143.129}{EI}$$

$$f_8 = \frac{40161.771}{EI}$$

$$f_9 = \frac{46213.84}{EI}$$

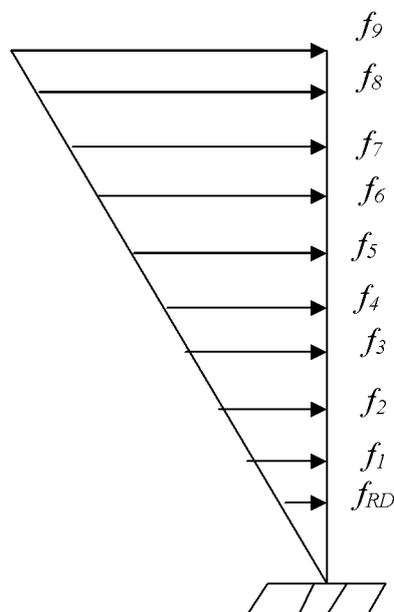


Fig. IV-3 schématisation de la flèche

**IV-3-2) Déplacement des portiques :**

- Le déplacement de chaque niveau :  $\Delta_n = \Psi_n \times h$  Avec :  $E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$

- Le déplacement du portique au niveau « i » :  $\Delta_i = \sum \Delta_n$

- **Rotation d'étage :**

- La rotation d'un poteau encastré à la base au 1<sup>er</sup> niveau :  $E_{\theta_1} = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{r1} + 2 \sum K_{p1}}$

- La rotation de chaque poteau encastré au 1<sup>er</sup> niveau :  $E_{\theta_n} = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{r1}}$

- **La rotation d'un poteau des étages courants :**  $E_{\theta_n} = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$

Avec :

$$M_n = T_n \times h$$

$K_{tn}$  : raideur des poutres  $K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L}$

$K_{pn}$  : raideur des poteaux  $K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$

$h$  : hauteur d'étage.

$L$  : portée libre de la poutre.

**IV-3-3) Inertie fictive :**

$$I_{ei} = \frac{f_n}{\sum \Delta_n}$$

$I_{ei}$  : Inertie fictive du portique au niveau i.

$f_n$  : flèche du refend au même niveau i.

$\Delta_n$  : déplacement du portique au niveau i

$\sum K_{tn}$  : Somme des raideurs des poutres du niveau n.

$\sum K_{pn}$  : Somme des raideurs des poteaux du niveau n.

$E$  : module de Young.

**Remarque:**

Le calcul des inerties se fera pour tous les portiques, dans les deux directions orthogonales.

Les résultats des différents calculs sont présentés dans les tableaux suivants :

## Etude de Contreventement

parties fictives :

longitudinaux:

$D = EE$  (même travée même longueur)

$M_{n+1}(t.m)$	$\sum K_{poi}(m3)$	$\sum K_{pout}(m3)$	$E\theta$	$E \cdot \psi_n$	$\Delta i$	$\sum \Delta i$	$E.F$	$I_e$
0	0.001880482	0,0012358	103,1720	341,9475814	1046,359599	53893,13877	46213,84	0,8575
3,06	0.001880482	0,0012358	309,5161	838,6531629	2566,278678	52846,77921	40161,771	0,7600
6,12	0.001880482	0,0012358	515,860	1016,730256	3111,194584	50280,50053	34143,129	0,6791
9,18	0.00320802	0,00125203	712,8423	1132,63008	3465,848045	47169,30595	28215,221	0,5982
12,24	0.00320802	0,00125203	916,5116	1874,043412	5734,572842	43703,4579	22464,005	0,5140
15,3	0.00320802	0,00125203	1120,1808	2250,343345	6886,050636	37968,88506	17004,09	0,4478
18,36	0.003714334	0,00126869	1306,4657	2540,766626	7774,745875	31082,83443	11978,739	0,3854
21,42	0.003714334	0,00126869	1507,4605	2915,838079	8922,464523	23308,08855	7559,8689	0,3243
24,48	0.003714334	0,00126869	1718,3079	2453,431383	7507,500032	14385,62403	3948,0475	0,2744
27,54	0.003714334	0,00126869	1952.8017	1685,814705	6878,123995	6878,123995	1372,468	0,1995

## Etude de Contreventement

**transversaux:**

$M_{n+1}(t.m)$	$\sum K_{pot}(m3)$	$\sum K_{pout}(m3)$	$E\theta$	$E \cdot \psi_n$	$\Delta i$	$\sum \Delta i$	$E.F$	$I_e$
0	0.001699	0.0023084	55,23306186	288,1709421	881,8030828	37890,6746	46213,84	1,2196
3,06	0.001699	0.0023084	165,6991856	603,9584145	1848,112748	37008,8715	40161,771	1,0851
6,12	0.001699	0.0023084	276,1653093	901,2245305	2757,747063	35160,7587	34143,129	0,9710
9,18	0.00289	0.002553	349,5887192	927,2655006	2837,432432	32403,0117	28215,221	0,8707
12,24	0.00289	0.002553	449,4712103	1115,383286	3413,072855	29565,5792	22464,005	0,7598
15,3	0.00289	0.002553	449,4712103	1324,483476	4052,919435	26152,5064	17004,09	0,6501
18,36	0.0046	0.002398	691,2010008	1478,014287	4522,723719	22099,587	11978,739	0,5420
21,42	0.0046	0.002398	797,5396163	1692,956993	5180,448399	17576,8632	7559,8689	0,4301
24,48	0.0046	0.002398	903,8782319	1916,76125	5865,289426	12396,4148	3948,0475	0,3184
27,54	0.0046	0.002398	1027,93995	1600,766037	6531,125431	6531,1254	1372,468	0,2101

**IV-4-3) Inertie fictive de chaque niveau :**

**a. Portiques longitudinaux :**

niveau	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$I_{ex} (m^4)$	0,8575	0,7600	0,6791	0,5982	0,5140	0.4478	0.3854	0.3243	0.2744	0.1995
$I_{moy} (m^4)$	5.040									

**b. Portiques transversaux :**

**Sens Transversal: (Tableau VI.7)**

niveau	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$I_{ex} (m^4)$	1.2196	1.0851	0.9710	0.8707	0.7598	0.6501	0.5420	0.4301	0.3184	0.2101
$I_{moy}(m^4)$	0.7056									

**IV-5) Interprétation des résultats :**

• **L'inertie fictive dans le Sens longitudinal :**

Inertie totale (voiles+portiques) ..... **9.368** [m<sup>4</sup>] ..... 100%  
 Inertie des portiques..... **5.04** [m<sup>4</sup>] .....53.8%  
 Inertie des voiles ..... **4.328**m<sup>4</sup>] ..... 46.20%

• **L'inertie fictive dans le Sens transversal :**

Inertie totale (voiles+portiques) .....0.975 [m<sup>4</sup>].....100%  
 Inertie des portiques.....0.63 [m<sup>4</sup>]..... 64.61%  
 Inertie des voiles.....**0.345**[m<sup>4</sup>].....35.39%

• **Conclusion:**

En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que les portiques et les voiles travaillent conjointement aussi bien dans le sens transversal que dans le sens longitudinal.

Du fait que l'inertie des portiques dépasse les 25 %(tel que prévu par le RPA99 révisé 2003) de l'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons **un contreventement mixte avec interaction voile-portique** dans les deux sens principaux.

D'où le coefficient de comportement R=5 (tableau 4.3 RPA 99 révisé 2003)

**Rappel :**

- 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 résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre sollicitations dues aux charges verticales au moins **25%** de l'effort tranchant d'étage.

### V.1 Principes de la MEF:

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux.

La MEF est basée sur une idée simple : subdiviser (discrétiser) une forme complexe en un grand nombre de sous-domaines élémentaires de forme géométrique simple (éléments finis) interconnectés en des points appelés nœuds. Nous considérons le comportement mécanique de chaque élément séparément, puis nous assemblons ces éléments de telle façon que l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements soient satisfaits en chaque nœud.

La MEF utilise des approximations simples des variables inconnues dans chaque élément pour transformer les équations aux dérivées partielles en équations algébriques.

Les nœuds et les éléments n'ont pas forcément de signification physique particulière, mais sont basés sur des considérations de précision de l'approximation.

### V.2 Description générale du logiciel ROBOT2013 :

Le logiciel *Auto desk Robot Structural Analysis* (nommé *Robot* dans le fichier d'aide entier) est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. *Robot* permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par *Robot* est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

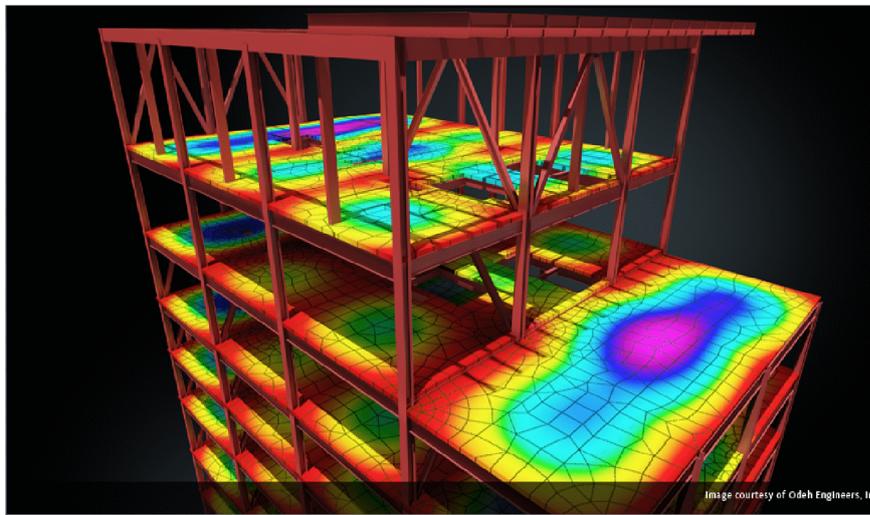


Figure V.1 : Page d'accueil du logiciel ROBOT 2013

### V.3 Le mode opératoire : Le mode opératoire du ROBOT 2013 peut se diviser en trois étapes 1) Définition du modèle de la structure :

a- *Choix de type de la structure :*

Le choix de la structure à étudier s'effectue à partir de cette fenêtre :

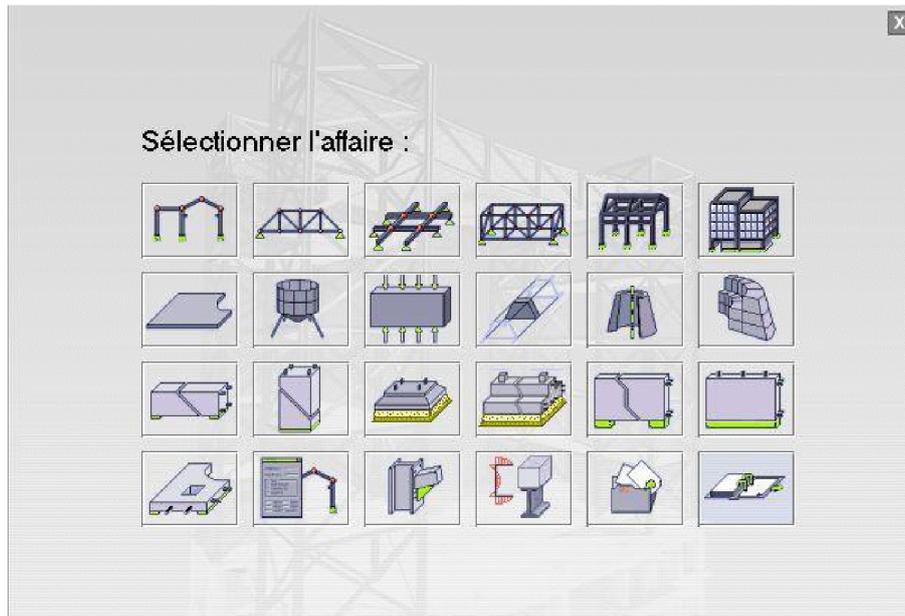


Figure V.2 : Choix de la structure à étudiée.

Pour notre cas, on étudiera une structure en portique spatial en sélectionnant :



*b- Configuration de préférence de l'affaire :*

Pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire on accède à la commande « **préférence de l'affaire** », en cliquant sur l'icône « **outil** ».

de l'affaire.

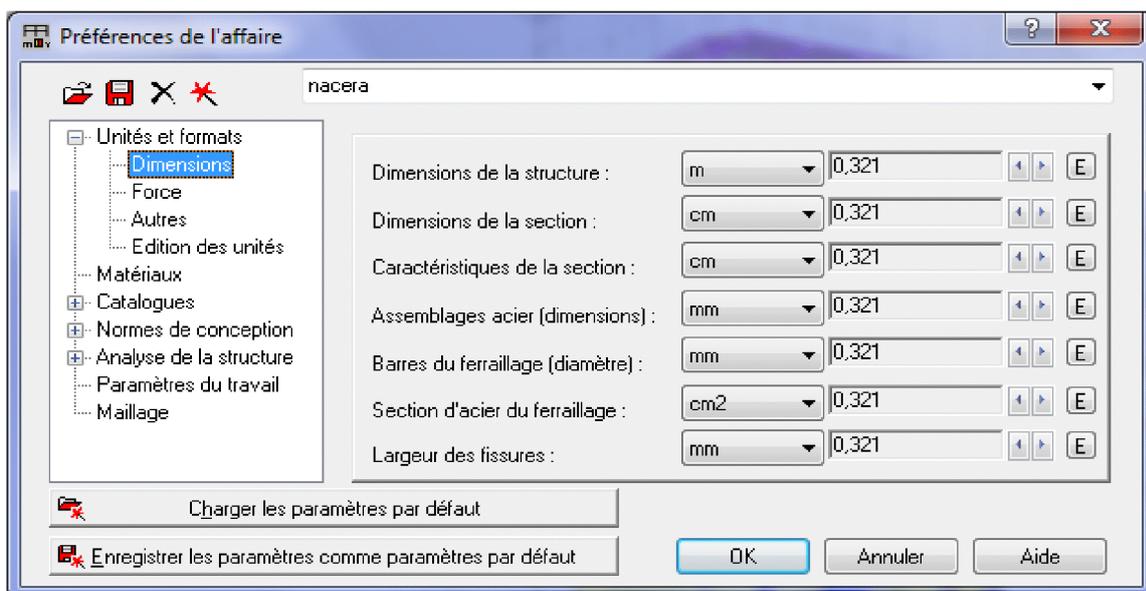


Figure V.3 : Préférence de l'affaire.

C- Lignes de construction :

Les lignes de construction sont d'une grande importance lors de la modélisation de la structure. Dans le menu « **Structure** », on clique sur l'icône



Lignes de construction.

Les cotes de ces lignes seront introduites dans la fenêtre donnée suivant dans le système de Coordonnées cartésiennes.

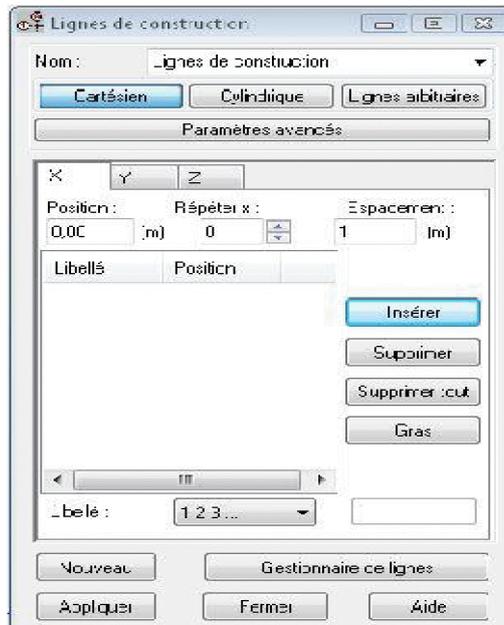


Figure V.4 : Lignes de construction

d- Définir les sections transversales (Profilés des barres) :

Cette étape nous permet de définir les différentes sections transversales qui existent dans la structure. Dans le menu « **structure** » « caractéristiques » « profilés de barres », Il apparait la boite de dialogue ci-après, et on définit un nouveau profilé on clique sur 

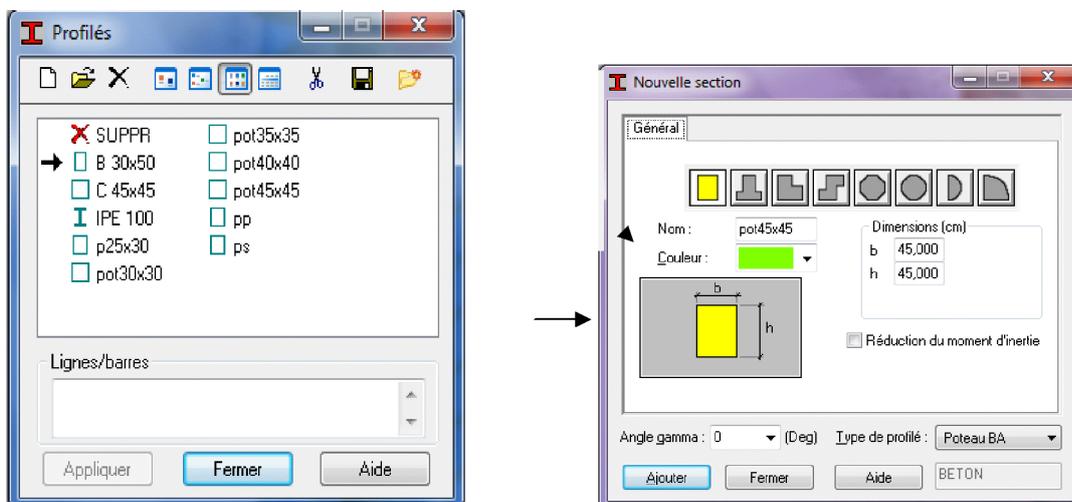


Figure V.5 : Choix des profilés de barres.

e- Affectation des sections transversales (création des barres) :

Dans le menu « **structure** », on clique sur l'icône  « **barre** » pour choisir l'élément (poutre, poteau) et sa section, puis on les affecte suivant les lignes de construction.

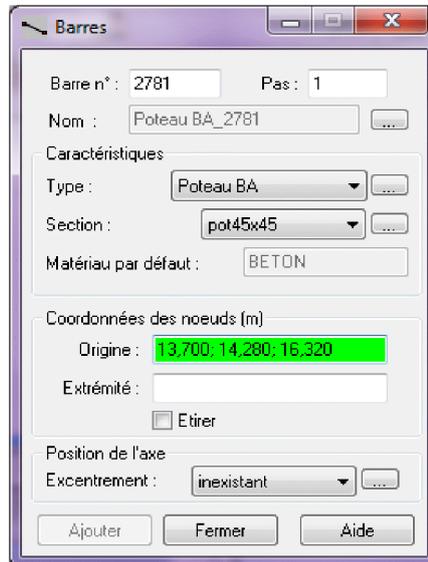
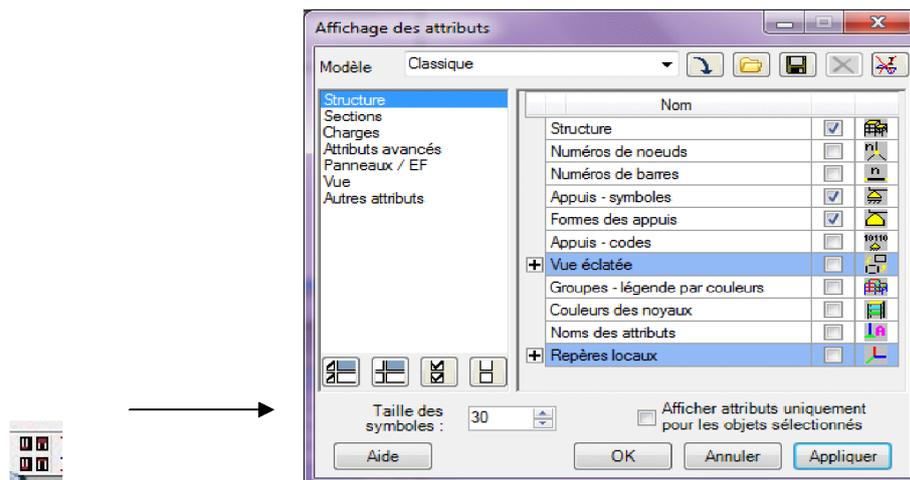
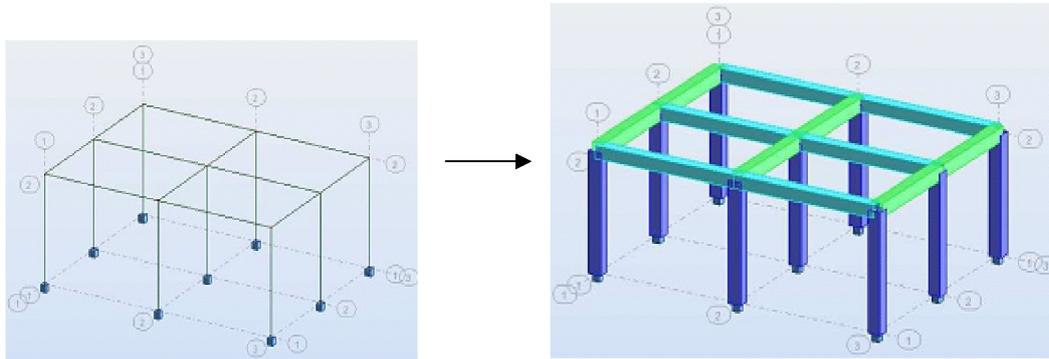


Figure V.6 : Modélisation des poutres et des poteaux

Après avoir dessiné la structure, le logiciel permet de donner aux éléments de la structure les attributs. Pour choisir les attributs à afficher à l'écran, Dans le menu « Affichage-Attributs » ou on clique sur l'icône « Affichage des attributs » qui se trouve en bas et à gauche de la fenêtre de ROBOT2013.

Exemple :





f- Création des panneaux (voiles et dalle pleines):

Afin de créer des panneaux dans la structure, on sélectionne le type de structure appropriée. Dans le menu « **structure** » « **type de structure** », on choisit la case « **Etude d’une coque** ».

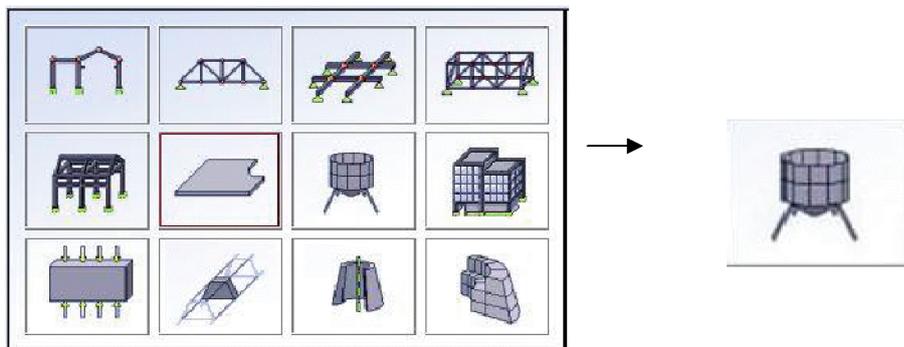


Figure V.7 : Création des panneaux.

Pour accéder à la boîte de dialogue « **épaisseur EF** » on sélectionne dans le menu « **Structure** » « **caractéristique** » « **définir nouvelle section** » et sur l’onglet « **uniforme** » on introduit le nom, l’épaisseur et sa variation ainsi que le matériau du panneau.

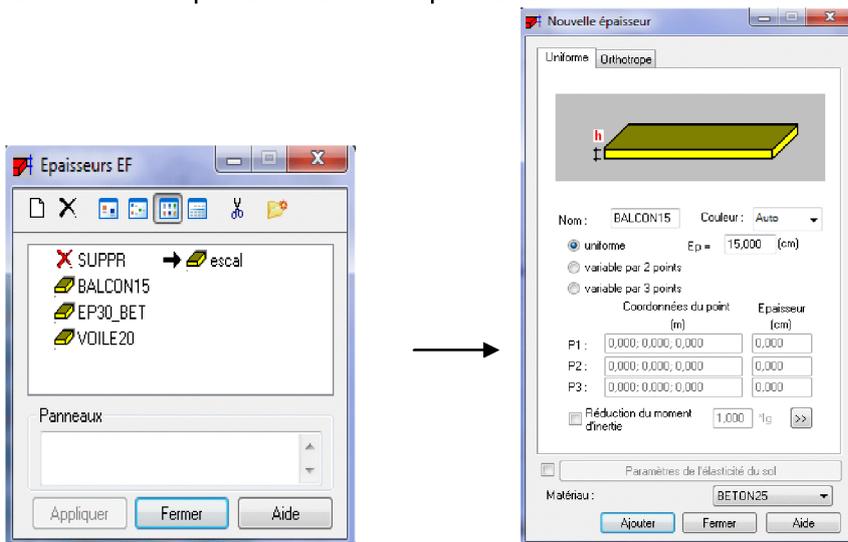


Figure V.8 : Epaisseur des panneaux.

Avant de modéliser les panneaux, on doit créer leurs lignes de construction et définir les contours, pour cela on clique sur l'icône « **poly ligne-contour** » et on coche la case « **contour** » et la case « **panneau** » dans « **paramètre** », puis on passe au mode graphique pour construire ce contour.

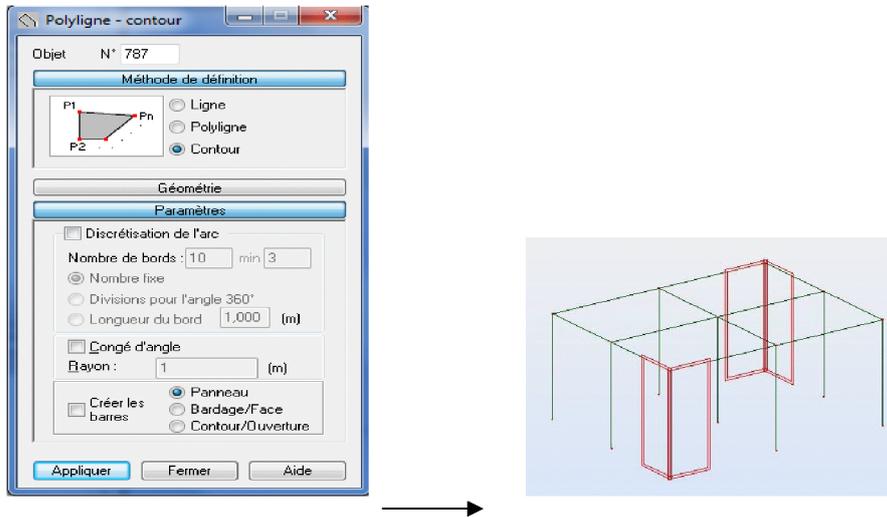


Figure V.9 : Définition des contours pour les voiles.

Pour la modélisation des voiles, on clique sur l'icône  « **panneau** » dans la barre d'outils, on coche la case panneau et on pose le curseur dans la case où l'on demande un point interne, puis on clique à l'intérieur du contour créé pour le voile.

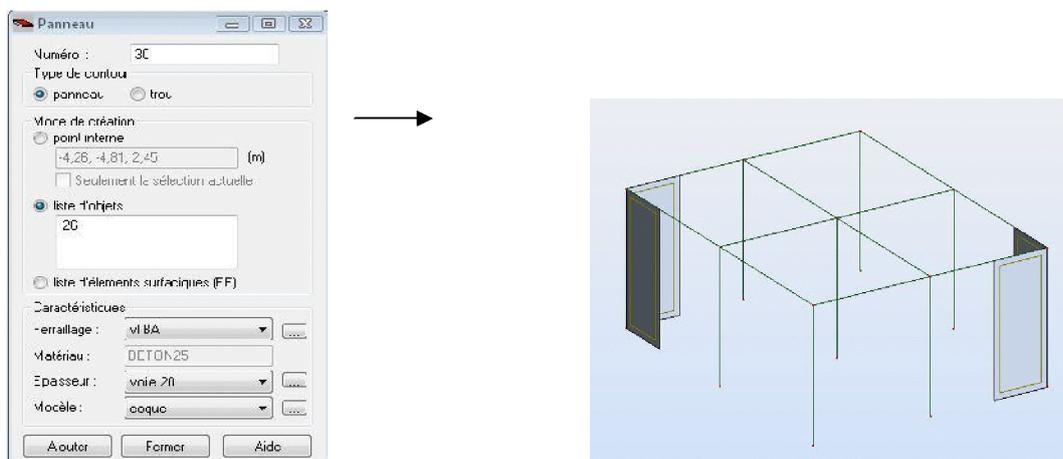


Figure V.10 : Définition des panneaux.

*g- Définition des degrés de liberté des nœuds de la base :*

Afin d'effectuer les appuis dans notre structure on clique sur l'icône  « **appuis** », on choisit les encastremements nodaux pour les nœuds et les encastremements linéaire pour les voiles (bords des contours).

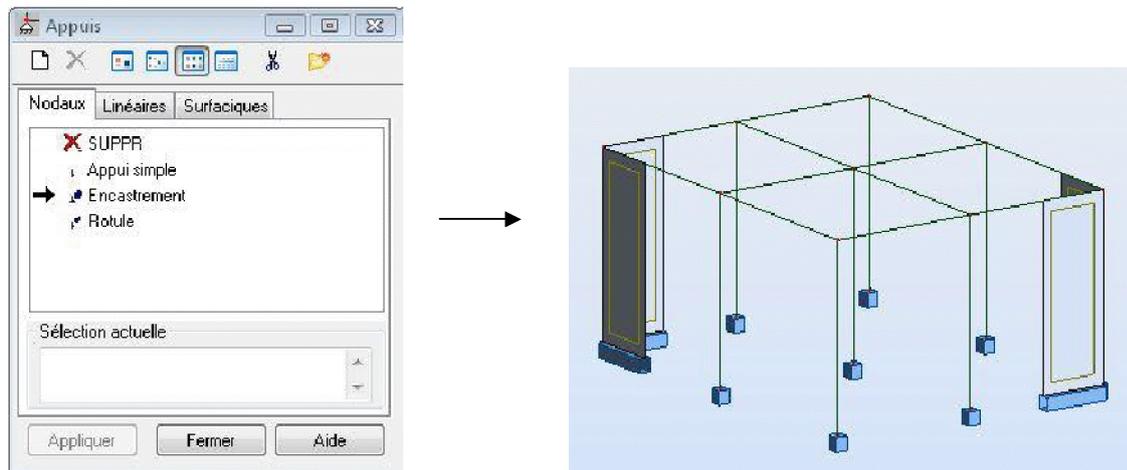


Figure V.11 : Définition des appuis.

*h- Définition des cas de charges :*

Pour définir les charges statiques (permanentes et d’exploitation) de la structure, on clique sur l’icône  « **cas de charges** », on choisit le nom et la nature de la charge puis on clique sur « **nouveau** ».

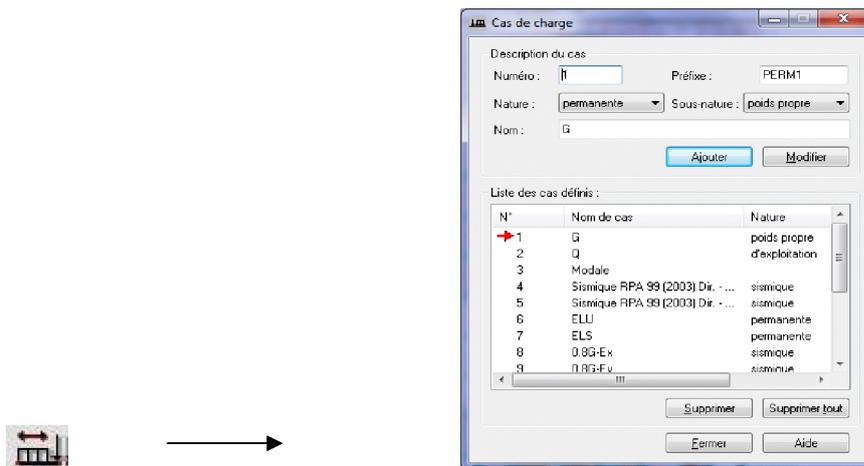


Figure V.12 : Définition des charges.

*i- Chargement de la structure :*

Pour charger la structure on choisit le type de charge G (permanente) ou Q (exploitation), puis on sélectionne dans le menu « **charge** », « **autres charges** », « **charge surfacique** », on introduit la valeur de G ou Q dans la zone « **charge** ».

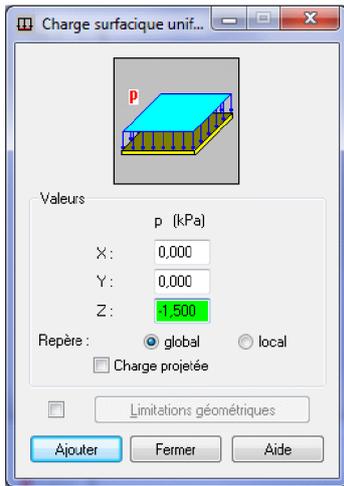


Figure V.13 : Application des charges surfaciques.

Puis on choisit le type de bardage :

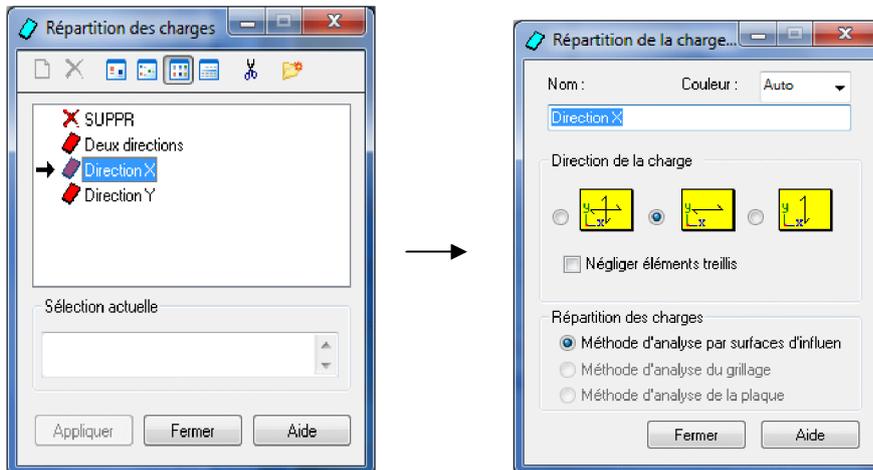


Figure V.14 : choix de bardages.

Puis on clique sur « **Définir** » pour définir le contour du plancher qui est soumis à une charge surfacique uniformément répartie.

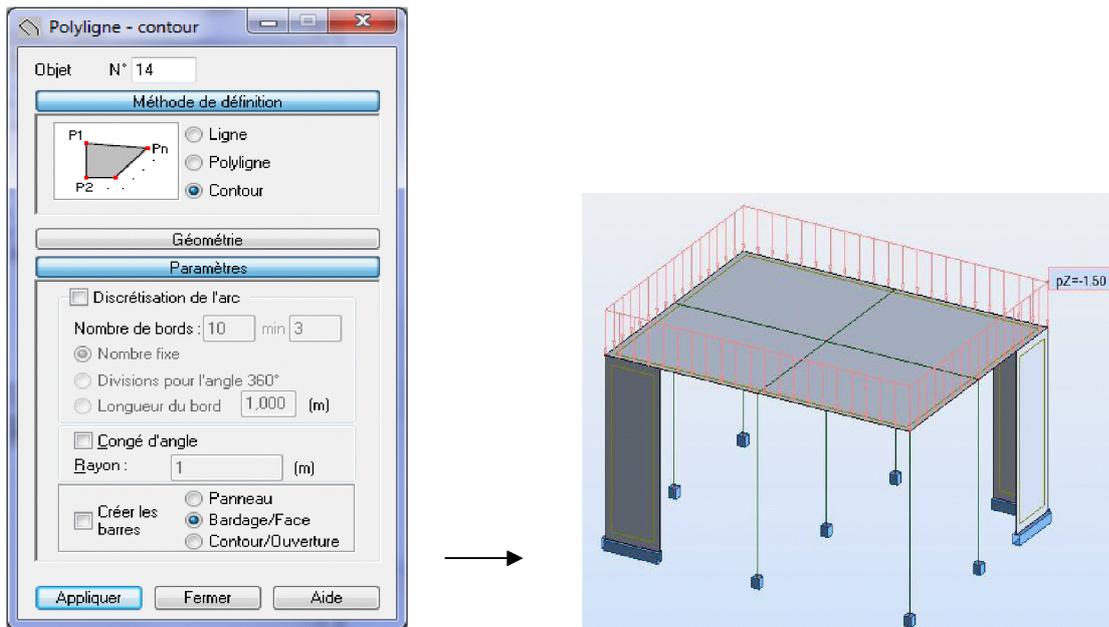


Figure V.15 : Application des charges surfaciques.

2) Définition des options de calcul :

On clique sur le menu « Analyse », « Type d'analyse » une boîte de dialogue apparait :

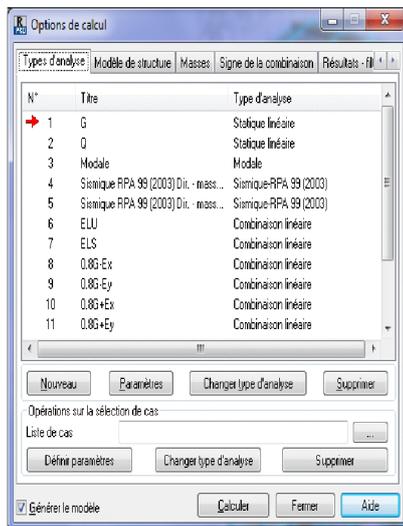


Figure V.16 : Définition des charges dynamiques.

Où on peut choisir les options de calcul à savoir le type d'analyse (modale et sismique), et introduire le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du RPA 99 version 2003 pour l'analyse sismique.

On clique sur « nouveau » et sélectionne le champ « modale », on introduit les paramètres de l'analyse modale dans la boîte de dialogue qui s'affiche après la validation de la précédente.

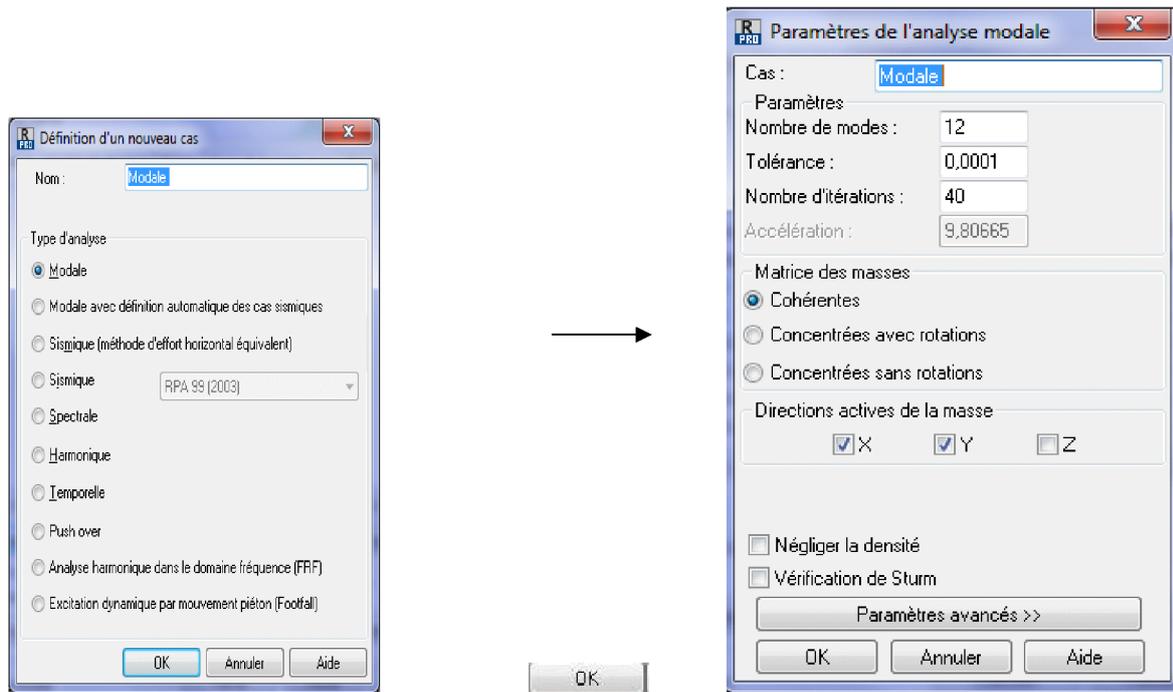


Figure V.17: Introduction des paramètres de l'analyse modale.

On clique une autre fois sur « **nouveau** », on coche la case sismique, on choisit le RPA 99 version 2003 et on valide.

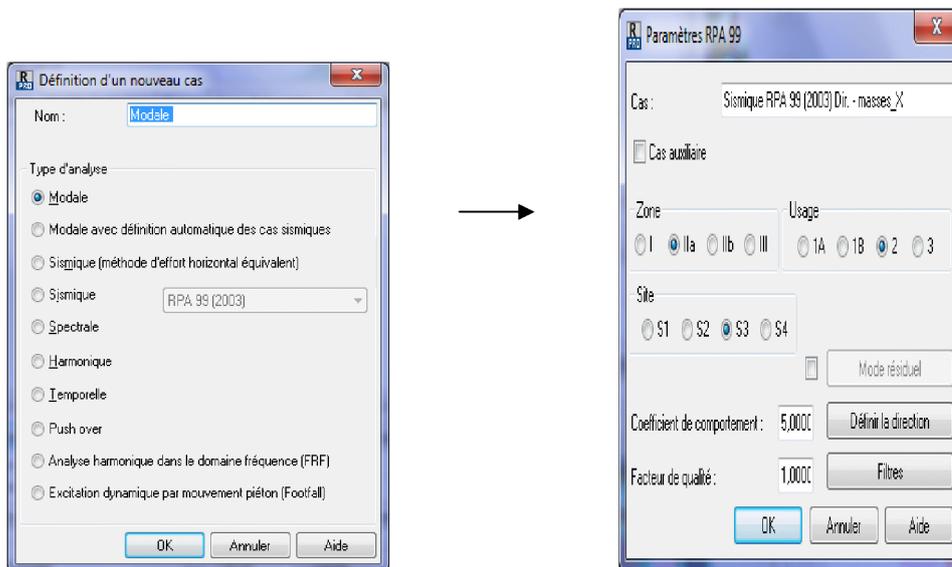


Figure V.18: Introduction des paramètres de l'analyse sismique.

Le logiciel permet de convertir les charges en masses pour éviter la définition séparée des charges (pour les calculs en statique) et des masses (pour les calculs en dynamique), cela se fait dans le menu « **masse** » de la boîte de dialogue « **option de calcul** », on clique sur

convertir les cas et dans la fenêtre qui apparaît on choisit le cas de charge (*GouQ*) et on clique sur  puis on ferme, après on choisit la direction ainsi que le coefficient et on click sur ajouter. (même opération pour l'autre cas de charge).

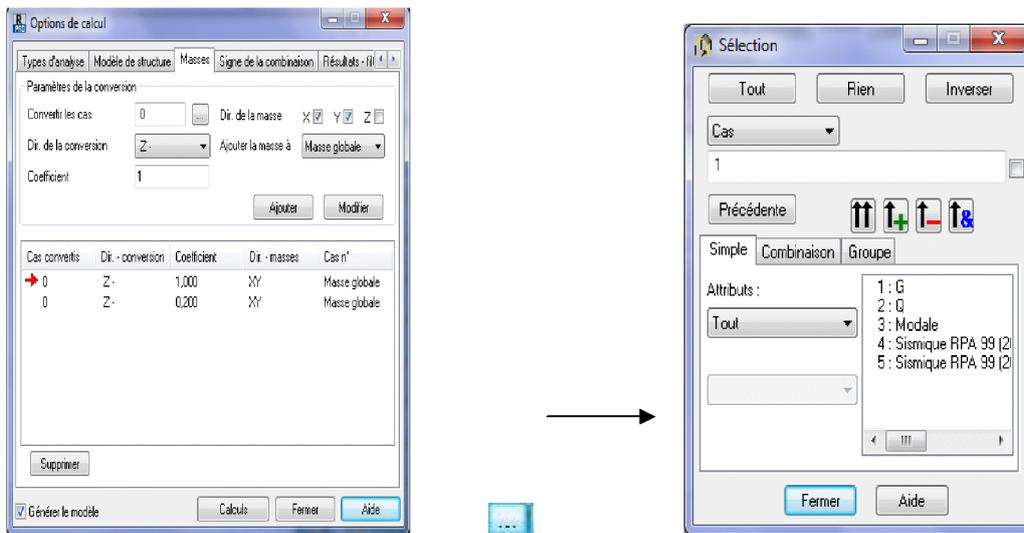


Figure V.19 : la conversion des charges en masses.

- **Le nœud maitre :**

Pour satisfaire l'hypothèse des planchers infiniment rigides il faut définir le nœud maitre, et pour cela on clique dans le menu « structure », « caractéristiques additionnelles » et on sélectionne « liaison rigide », une boîte de dialogue s'affiche, double click sur « membrane » puis on coche les directions qu'on veut bloquer, ajouter → oui → fermer.

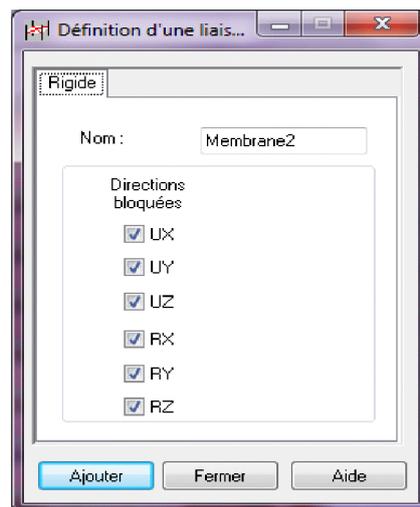


Figure V.20 : Définition des directions à bloquées.

On saisie le numéro d'un nœud quelconque appartient au plancher dans l'onglet « nœud maitre » puis on pose le curseur dans l'onglet « nœuds esclaves » et on fait une sélection fenêtre pour tout les nœuds qui appartient à ce plancher, appliquer.

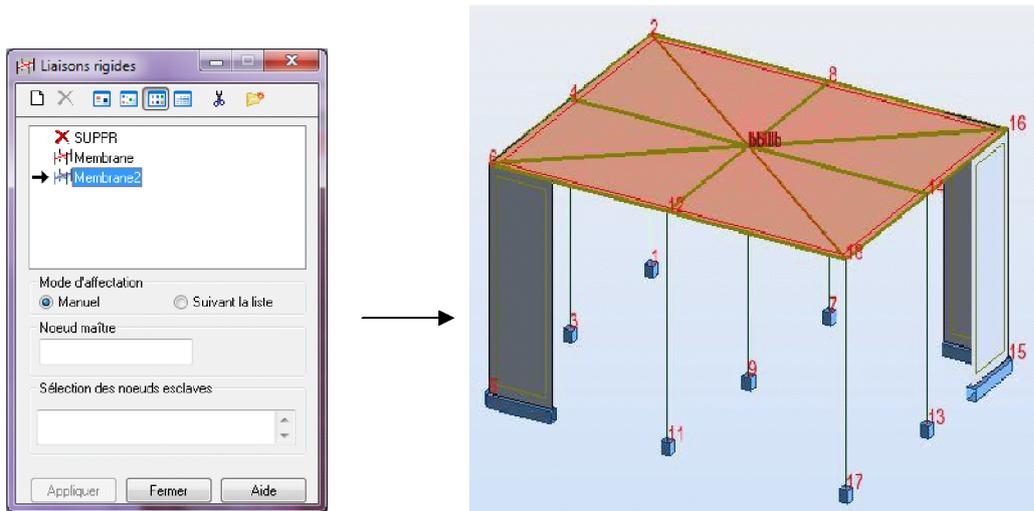


Figure V.21 : création du nœud maître.

- **Les combinaisons d’actions :**

Dans le menu « charges », « combinaison manuelle », on choisit le type de la combinaison et sa nature, puis on valide avec

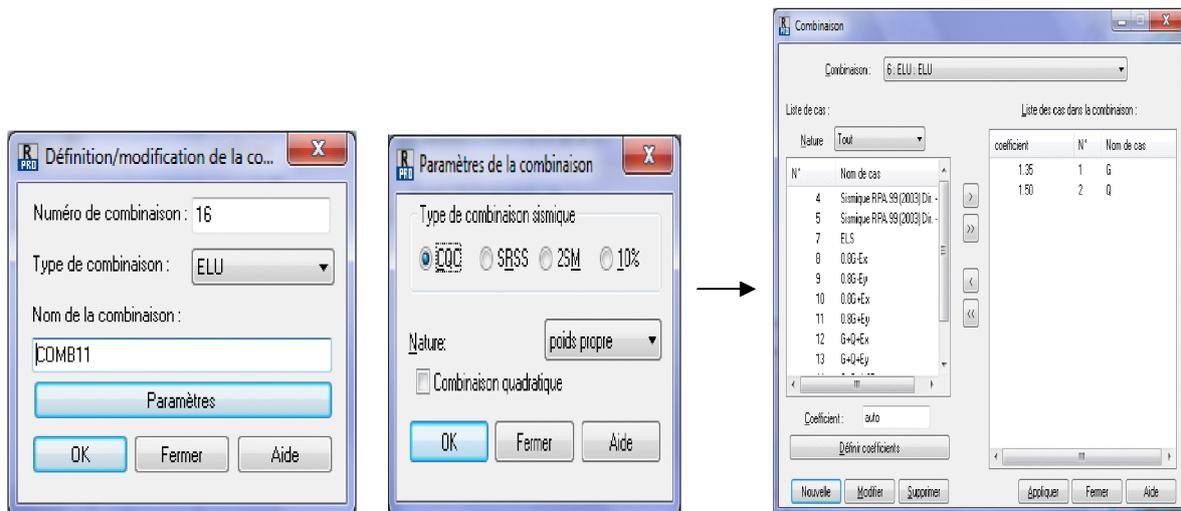


Figure V.22 : Définition des combinaisons d’actions.

Pour faire une autre combinaison on clique sur « nouvelle » et en refait les même opérations pour les autres combinaisons.

- **Vérification de la structure :**

Dans le menu « Analyse » on clique sur « Vérifier la structure » et s’il y a des erreurs dans la modélisation de la structure ROBOT nous affiche le nombre et la natures de ces erreurs.

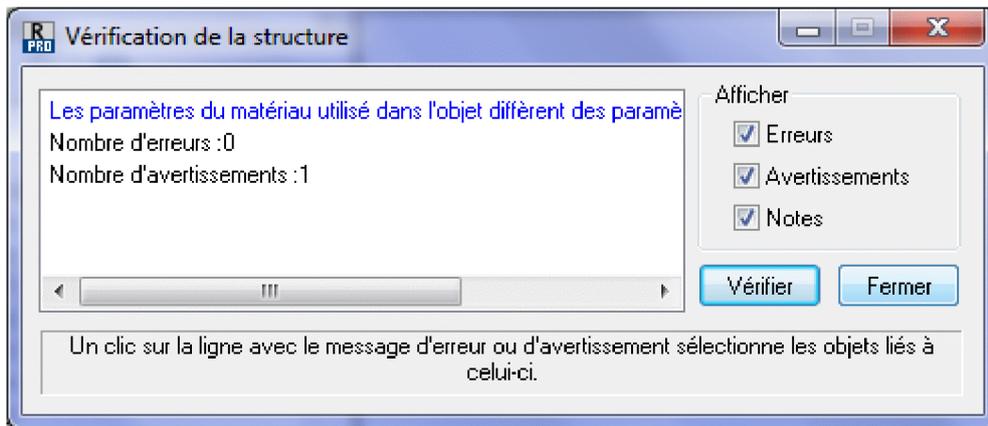


Figure V.23 : Vérification de la structure.

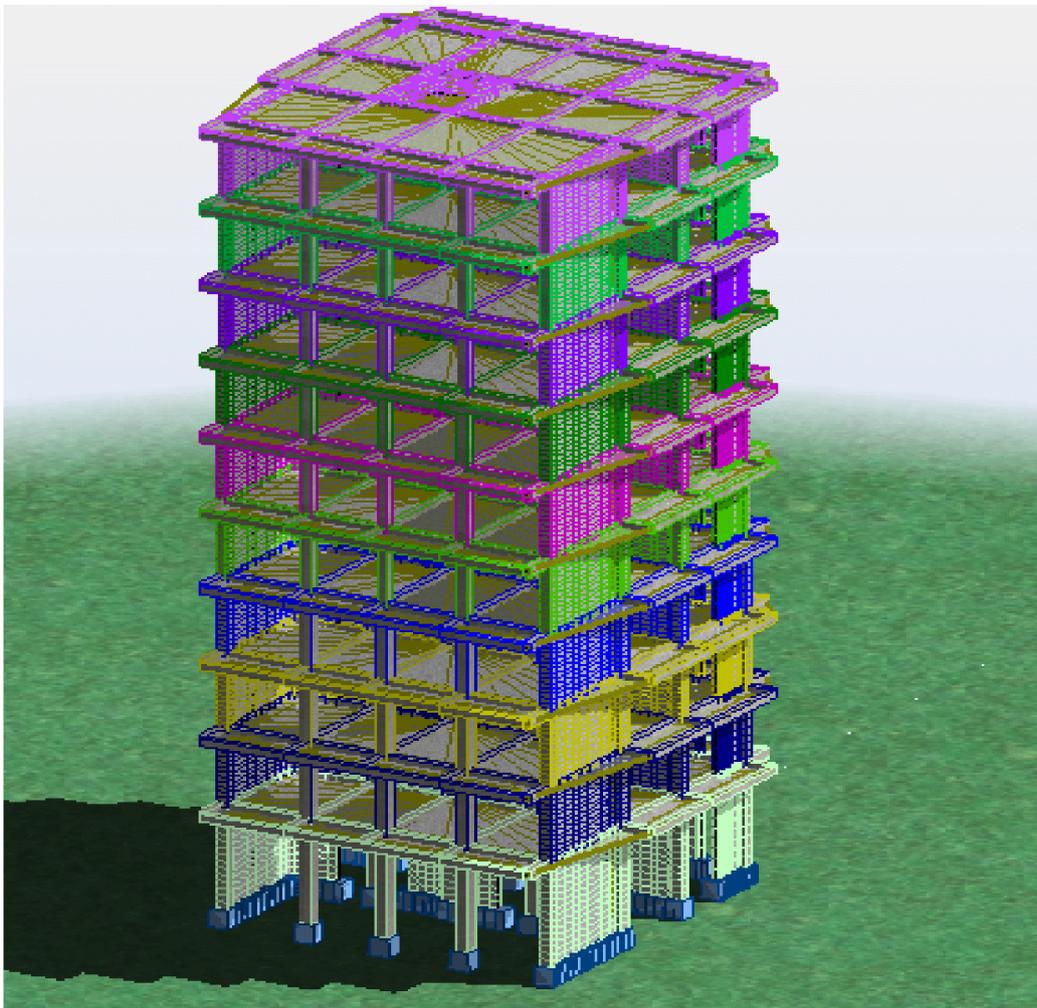


Figure V.24 : vue finale de la structure

- Analyse de la structure :  
Dans le menu « **analyse** », « **calculer** », on lance le calcul de la structure.

3) *Exploitation des résultats :*

Pour afficher les différents résultats qu'on veut (diagrammes, réactions, flèches, contraintes, déplacements, ...) on clique sur le menu « **résultat** », et si on veut un affichage sous forme des tableaux il suffit de cliquer sur le bouton droit de la souris et on choisit « **tableaux** ».

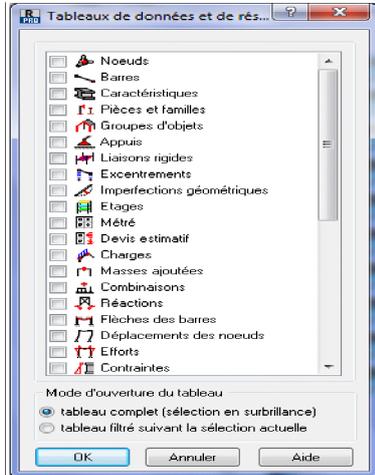


Figure V.25 : Affichage des résultats sous forme des tableaux.

a) Vérification des résultats :

On clique sur le bouton droit de la souris et puis sur « **tableau** », on coche la case « mode propre » et les résultats concernant l'analyse modale s'affichent.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	2,79	0,36	75,56	0,10	0,0	75,56	0,10	0,0	2571332,46	2571332,46	0,0
3/ 2	3,67	0,27	75,67	71,68	0,0	0,11	71,58	0,0	2571332,46	2571332,46	0,0
3/ 3	6,16	0,16	76,35	71,89	0,0	0,68	0,21	0,0	2571332,46	2571332,46	0,0
3/ 4	9,86	0,10	93,54	71,92	0,0	17,20	0,03	0,0	2571332,46	2571332,46	0,0
3/ 5	12,86	0,08	93,56	89,26	0,0	0,01	17,34	0,0	2571332,46	2571332,46	0,0
3/ 6	15,13	0,07	93,56	91,54	0,0	0,00	2,27	0,0	2571332,46	2571332,46	0,0
3/ 7	18,48	0,05	96,38	91,54	0,0	2,82	0,00	0,0	2571332,46	2571332,46	0,0
3/ 8	23,15	0,04	96,38	92,84	0,0	0,00	1,30	0,0	2571332,46	2571332,46	0,0
3/ 9	25,84	0,04	97,45	92,99	0,0	1,07	0,14	0,0	2571332,46	2571332,46	0,0
3/ 10	26,34	0,04	97,50	95,48	0,0	0,05	2,49	0,0	2571332,46	2571332,46	0,0
3/ 11	29,36	0,03	97,52	95,53	0,0	0,02	0,05	0,0	2571332,46	2571332,46	0,0
3/ 12	29,36	0,03	97,52	95,53	0,0	0,00	0,00	0,0	2571332,46	2571332,46	0,0
3/ 13	29,83	0,03	97,52	95,53	0,0	0,00	0,00	0,0	2571332,46	2571332,46	0,0
3/ 14	29,87	0,03	97,52	95,54	0,0	0,00	0,01	0,0	2571332,46	2571332,46	0,0
3/ 15	29,97	0,03	97,55	95,54	0,0	0,03	0,00	0,0	2571332,46	2571332,46	0,0
3/ 16	30,06	0,03	97,57	95,63	0,0	0,02	0,08	0,0	2571332,46	2571332,46	0,0
3/ 17	30,18	0,03	97,57	95,63	0,0	0,00	0,01	0,0	2571332,46	2571332,46	0,0
3/ 18	30,77	0,03	97,65	95,65	0,0	0,08	0,01	0,0	2571332,46	2571332,46	0,0
3/ 19	31,10	0,03	97,66	95,76	0,0	0,00	0,11	0,0	2571332,46	2571332,46	0,0
3/ 20	31,21	0,03	97,71	95,78	0,0	0,05	0,02	0,0	2571332,46	2571332,46	0,0
3/ 21	31,46	0,03	97,71	95,78	0,0	0,00	0,00	0,0	2571332,46	2571332,46	0,0
3/ 22	31,47	0,03	97,71	95,78	0,0	0,00	0,00	0,0	2571332,46	2571332,46	0,0
3/ 23	31,47	0,03	97,71	95,78	0,0	0,00	0,00	0,0	2571332,46	2571332,46	0,0
3/ 24	31,48	0,03	97,71	95,78	0,0	0,00	0,00	0,0	2571332,46	2571332,46	0,0
3/ 25	31,49	0,03	97,71	95,78	0,0	0,00	0,00	0,0	2571332,46	2571332,46	0,0
3/ 26	31,50	0,03	97,71	95,78	0,0	0,00	0,00	0,0	2571332,46	2571332,46	0,0
3/ 27	31,51	0,03	97,71	95,78	0,0	0,00	0,00	0,0	2571332,46	2571332,46	0,0
3/ 28	31,65	0,03	97,74	95,80	0,0	0,03	0,02	0,0	2571332,46	2571332,46	0,0

Tableau V.1 : Résultats dynamiques

On click sur extrêmes globaux et on obtient les valeurs max et min.

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
<b>MAX</b>	33,42	0,36	97,80	96,14	0,0	75,56	71,58	0,0	2571332,46	2571332,46	0,0
<b>Cas</b>	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
<b>Mode</b>	40	1	40	40	1	1	2	1	1	1	1
<b>MIN</b>	2,79	0,03	75,56	0,10	0,0	0,00	0,00	0,0	2571332,46	2571332,46	0,0
<b>Cas</b>	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
<b>Mode</b>	1	40	1	1	1	30	35	1	1	1	1

**Tableau V.2** : L'analyse modale

❖ **Vérification des déplacements des nœuds**

On coche la case (déplacement des nœuds) dans le tableau précédant ou bien dans le menu « résultats » « déplacements » et on aura les déplacements des nœuds de la structure

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
<b>MAX</b>	1,8	1,0	0,3	0,000	0,001	0,000
<b>Nœud</b>	361	156	154	3182	18778	19484
<b>Cas</b>	7 (C) (CQC)	5	4	20 (C) (CQC)	7 (C) (CQC)	4
<b>Mode</b>		CQC	CQC			CQC
<b>MIN</b>	-1,7	-1,0	-0,3	-0,000	-0,001	-0,000
<b>Nœud</b>	361	156	366	3182	18778	19484
<b>Cas</b>	19 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	21 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)
<b>Mode</b>						

**Tableau V.3** : Les déplacements

❖ **Vérification de la flèche**

Même opération que précédemment, en cochant (flèche des barres).

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]
<b>MAX</b>	0,0	0,0	0,1
<b>Barre</b>	141	88	1973
<b>Cas</b>	20 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	21 (C) (CQC)
<b>Mode</b>			
<b>MIN</b>	-0,0	-0,0	-0,1
<b>Barre</b>	141	88	2239
<b>Cas</b>	21 (C) (CQC)	4	20 (C) (CQC)
<b>Mode</b>		CQC	

**Tableau V.4** : Vérification des déformations

❖ Réactions d'appuis

Même opération que précédemment en cochant (réactions).

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
<b>MAX</b>	105,847	92,360	815,355	17,854	31,771	0,638
<b>Noeud</b>	260	299	240	177	260	250
<b>Cas</b>	7 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)	7 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)	7 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)
<b>Mode</b>						
<b>MIN</b>	-98,161	-87,622	-308,246	-21,392	-31,145	-0,628
<b>Noeud</b>	185	177	205	299	240	250
<b>Cas</b>	19 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	21 (C) (CQC)
<b>Mode</b>						

Tableau V.4 : réaction d'appuis

❖ Les efforts internes dans les barres

Si l'on veut avoir les efforts dans les poutres principales par exemple, on les sélectionne et on choisit la combinaison avec laquelle on veut avoir les résultats, ROBOT affiche les résultats des poutres sélectionnées.

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
<b>MAX</b>	642,396	65,147	198,319	2,343	37,170	26,253
<b>Barre</b>	2456	2419	1238	1530	1251	2419
<b>Noeud</b>	185	299	756	17	721	299
<b>Cas</b>	7 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)	7 (C) (CQC)	7 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	20 (C) (CQC)
<b>Mode</b>						
<b>MIN</b>	-263,362	-54,059	-197,646	-2,314	-51,848	-26,403
<b>Barre</b>	1471	2223	1251	1530	2241	2490
<b>Noeud</b>	205	13	721	17	161	241
<b>Cas</b>	19 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	10 (C)	15 (C) (CQC)
<b>Mode</b>						

Tableau V.4 : Efforts internes

❖ **Diagramme des efforts dans barres :** Dans le menu « résultat » on click sur «diagramme -barre»,

On click sur la case « paramètre » pour régler l'affichage des diagrammes.

Si l'on veut avoir les diagrammes des moments fléchissant, des efforts tranchant ou des efforts normaux il suffit de cocher la case correspondante (effort normaux FX; efforts tranchant FZ, FY; moments MY et MZ) appliquer et fermer.

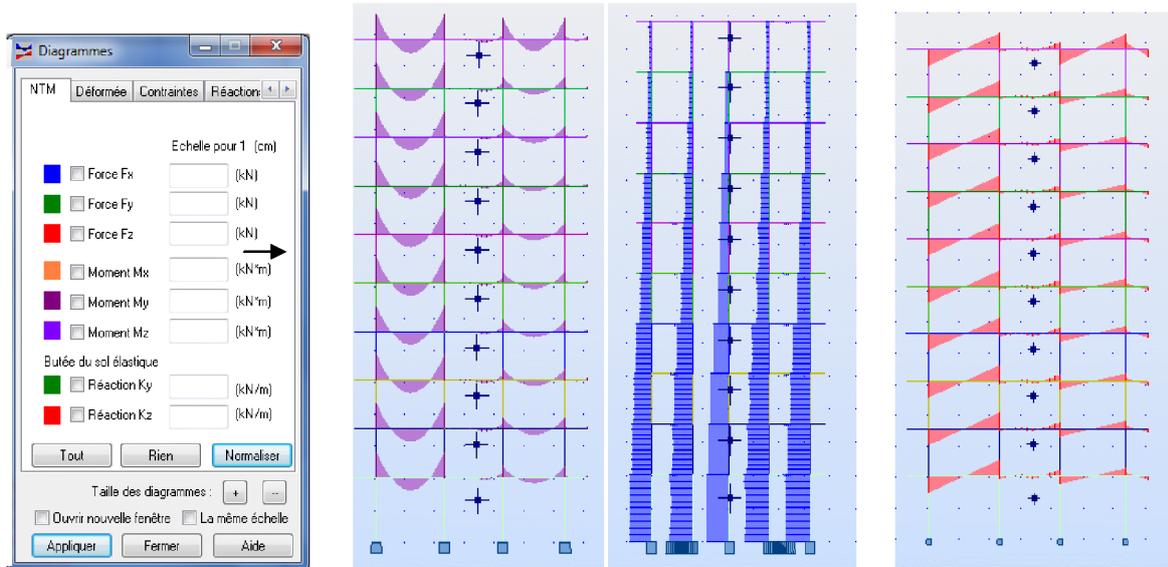


Figure V.26 : les différents diagrammes des portiques (M,N et T)

On peut également avoir la déformée de la structure avec animation. On click sur (déformée) puis sur « démarrer ».

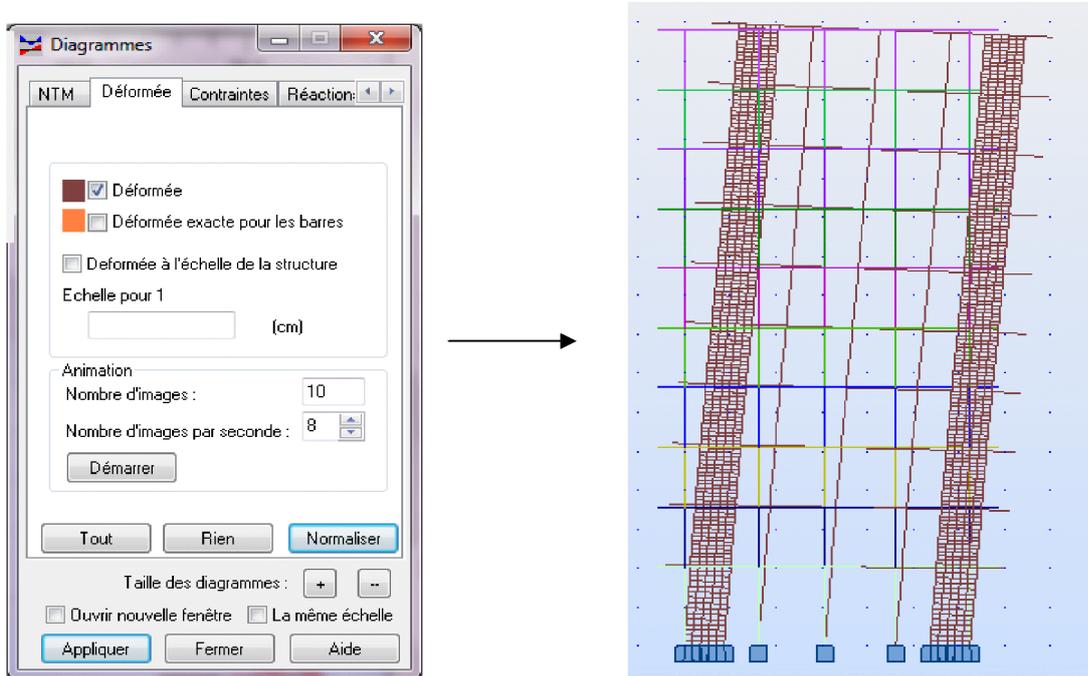


Figure V.27 : déformée d'un portique

Nous avons aussi la possibilité d'afficher pour un élément donné ses propriétés. On le sélectionne et par le bouton droit de la souris on click sur « propriétés de l'objet ». Voici un exemple d'une poutre sous chargement à ELU.

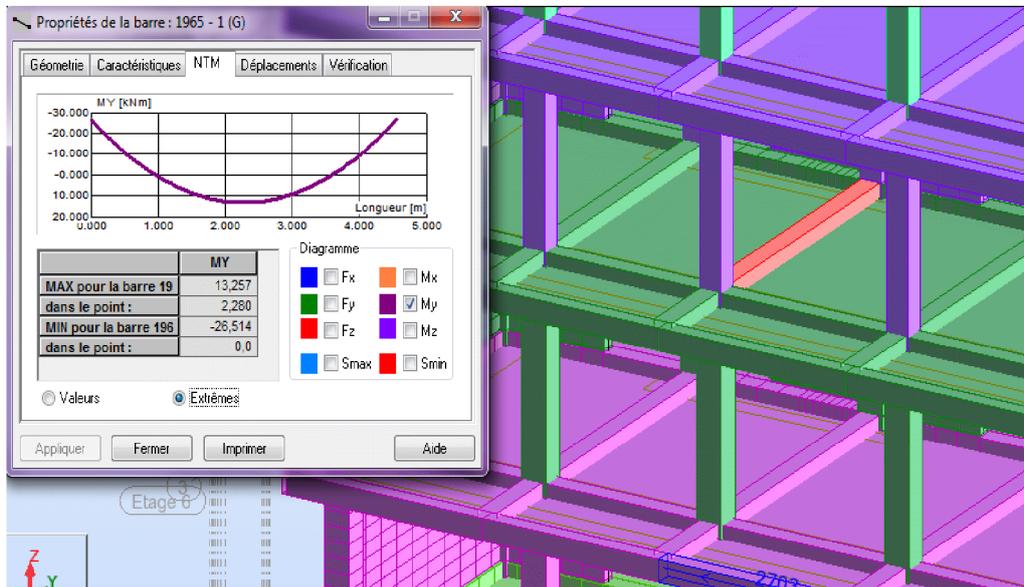


Figure V.28 : Propriété de la structure

#### Affichage des efforts dans les voiles :

Dans le menu « résultats », on clique sur « cartographie-panneaux » et on coche la case de ce qu'on veut obtenir et les valeurs s'affichent sur les voiles.

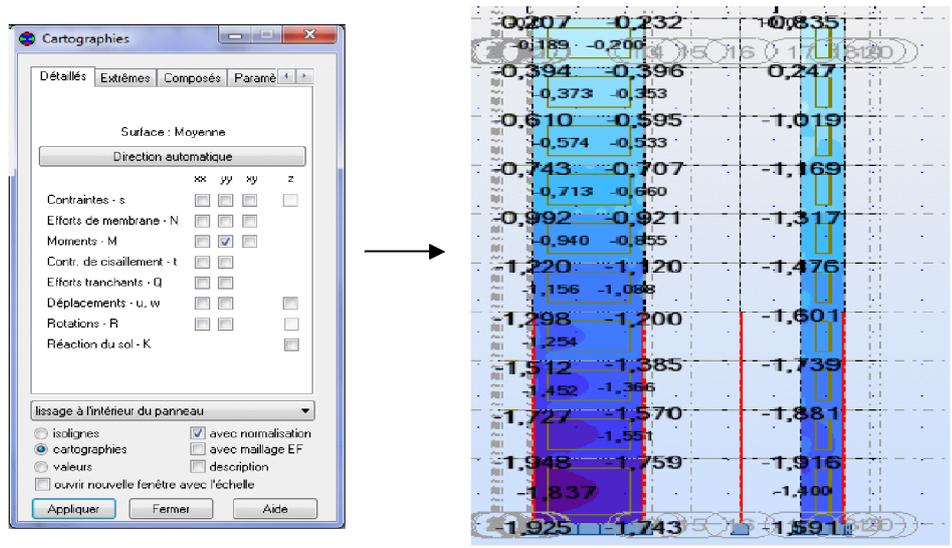


Figure V.29 : Affichage de cartographie des voiles. (Interaction des voiles)

b) Affichage de la note de calcul :

Dans le menu « analyse », « note de calcul » on choisit simplifiée ou complète :

**Note de calcul complète :**

ROBOT 2013

Date: 10/08/13

Propriétés du projet: **Structure lam**

Nom du fichier :: **Structurelam.rtd**

Emplacement: C:NEW

Créé: 26/06/13 14:07

Modifié: 18/07/13 10:58

Taille: 1878319104

Auteur :

Bureau:

Adresse:

Caractéristiques de l'analyse de l'exemple :

Type de structure : Coque

Coordonnées du centre géométrique de la structure:

X = 6.250 (m)

Y = 6.390 (m)

Z = 15.810 (m)

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

X = 6.188 (m)

Y = 6.894 (m)

Z = 16.221 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure:

$I_x = 136749024.087 \text{ (kg}^2\text{m}^2)$

$I_y = 138701925.806 \text{ (kg}^2\text{m}^2)$

$I_z = 53584675.847 \text{ (kg}^2\text{m}^2)$

Masse = 1347464.793 (kg)

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

X = 6.305 (m)

Y = 6.681 (m)

Z = 16.221 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

$I_x = 161774849.309 \text{ (kg}^2\text{m}^2)$

$I_y = 161959187.889 \text{ (kg}^2\text{m}^2)$

$I_z = 101867763.152 \text{ (kg}^2\text{m}^2)$

Masse = 2571332.462 (kg)

#### Description de la structure

Nombre de noeuds:	17974
Nombre de barres:	1777
Eléments finis linéiques:	3773
Eléments finis surfaciques:	16250
Eléments finis volumiques:	0
Liaisons rigides:	1128
Relâchements:	0
Relâchements unilatéraux:	0
Relâchements non-linéaires:	0
Compatibilités:	0
Compatibilités élastiques:	0
Compatibilités non-linéaires:	0
Appuis:	138
Appuis élastiques:	0
Appuis unilatéraux:	0
Appuis non-linéaires:	0
Rotules non-linéaires:	0
Cas:	13
Combinaisons:	8

#### Resumé de l'analyse

Méthode de solution - SPARSE M	
Nbre de degrés de liberté stat.:	107016
Largeur de la bande	
avant/après optimisation:	0 0
Durée des calculs [s]	
Durée max agrégation + décomp.:	722
Durée max itér. sur sous-espace:	737
Durée max solution prb. nonlin.:	0
Durée totale:	1771
Espace disque et mémoire utilisés [o]	
Espace totale du disque utilisé:	1074015200
Espace pour fichier TMP solveur:	0
Espace pour itérat. s/sous-esp.:	47943616

Mémoire:	78311128	
Elém. diagon. de la matrice de rigidité		
Min/Max après décomposition:	9.800746e+006	7.680001e+023
Précision:	-2	

Liste de cas de charges/types de calculs

**Cas 1** : **G**  
**Type d'analyse: Statique linéaire**

Energie potentielle :	1.79653e+000 (kN*m)
Précision :	3.03104e+000

**Cas 2** : **Q**  
**Type d'analyse: Statique linéaire**

Energie potentielle :	2.49989e-001 (kN*m)
Précision :	3.88515e+000

**Cas 3** : **Modale**  
**Type d'analyse: Modale**

**Excentricité de masse**      **ex = 5.000 (%)**                      **ey = 5.000 (%)**

**Données:**

Mode d'analyse	:	Modal
Méthode	:	Itération sur le sous-espace
Type de matrices de masses	:	Cohérente
Nombre de modes	:	40
Nombre d'itérations	:	40
Tolérance	:	1.00000e-004
Amortissement	:	0.100
Limites	:	0.000
Coefficient des masses participantes	:	90.000

**Cas 4** : **EX**  
**Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)**

Direction de l'excitation:

X =	1.000
Y =	0.000
Z =	0.000

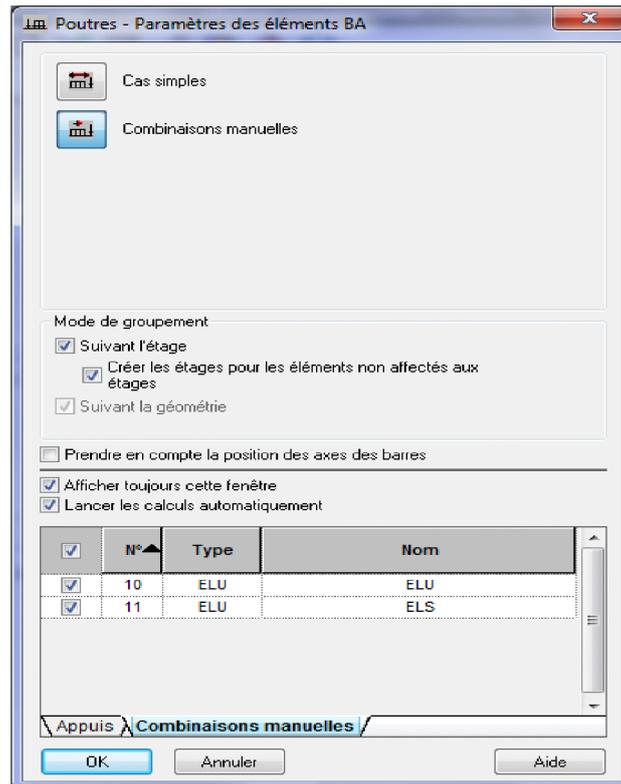




**Cas 21** : **0.8G-EY**  
**Type d'analyse: Combinaison linéaire**

### C) Ferrailage

ROBOT nous donne le ferrailage des éléments de la structure, les plans d'exécution avec la nomenclature, et pour se faire, on choisit dans le menu « **Dimensionnement** », « **Dimensionnement élément en BA** » et on choisit après avoir sélectionné une poutre par exemple. Une boîte de dialogue s'affiche, on choisit sous quelle combinaison le calcul s'effectuera.



**Figure V.30 : Option de calcul de ferrailage**

Dans le menu « **Dimensionnement** », on règle les options de calcul, disposition du ferrailage et les paramètres de niveau ainsi que ceux de dessin et on click sur calculer. On aura la boîte de dialogue V.6 suivante :

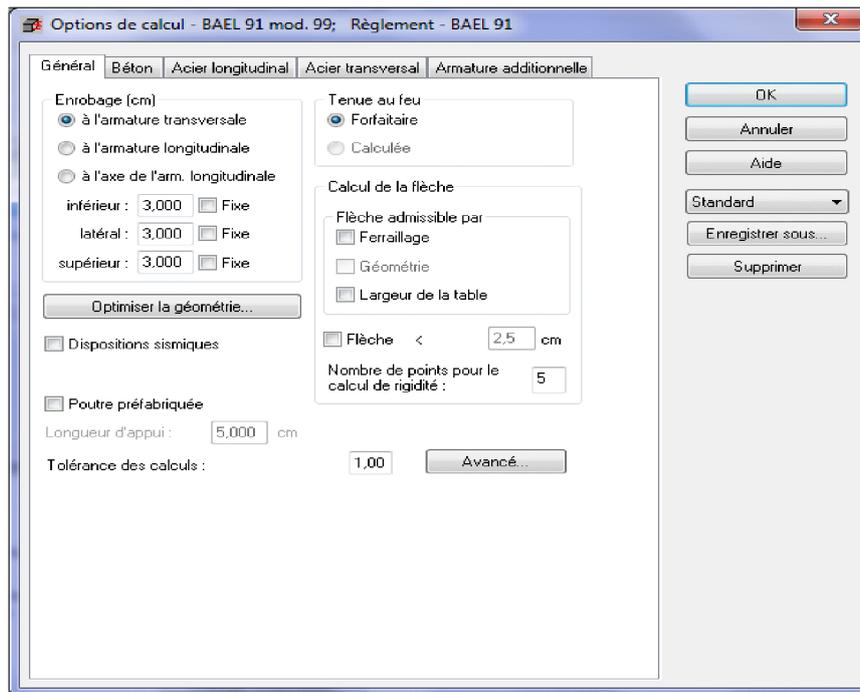


Figure V.31 : Option de calcul de ferrailage

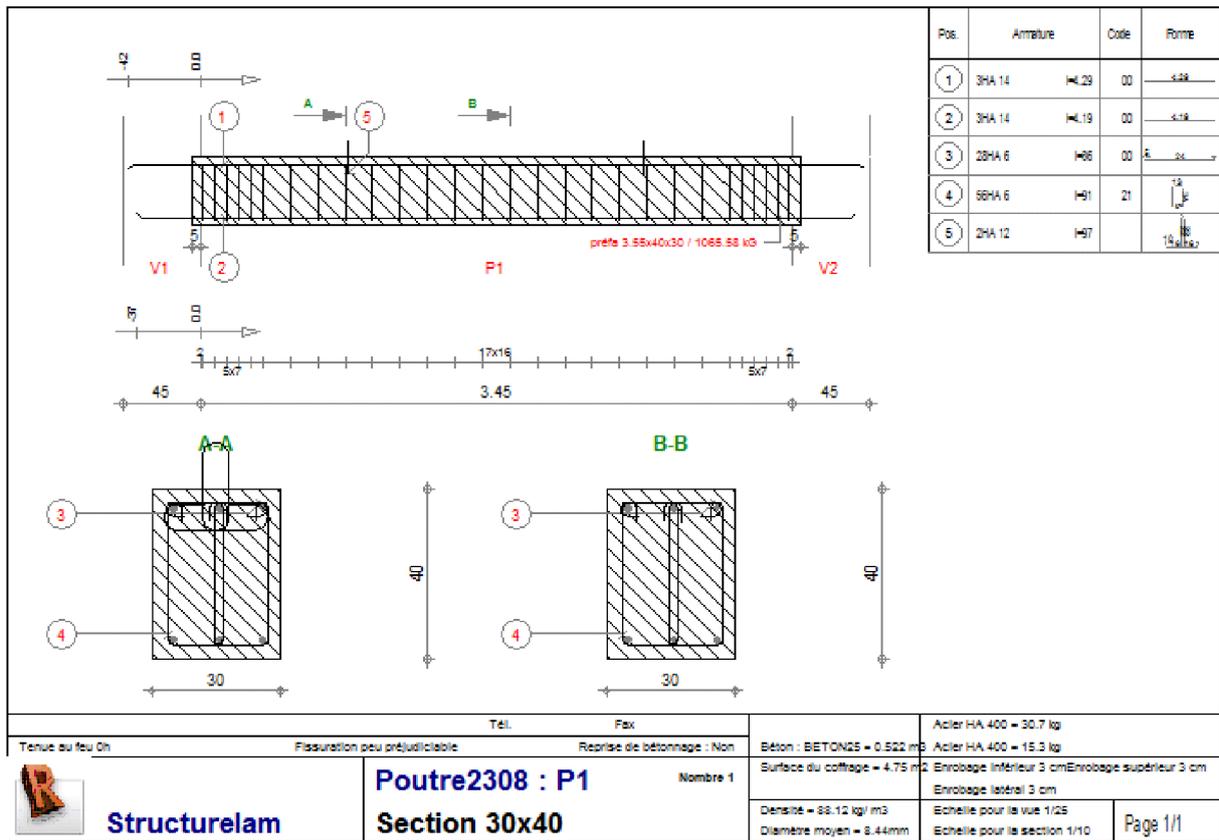


Figure V.32: Exemple de ferrailage d'une poutre avec le logiciel

**VI.1 Introduction :**

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

**VI.2 Caractéristique de la structure :**✓ **Evaluation du poids de la poutre :**

Notre ouvrage est considéré comme étant un bâtiment à usage d'habitation, et commerciale. Le poids propre de la structure doit comprendre la totalité des charges permanent et 20% des charges d'exploitations ; RPA 4.5 2003

**VI.3 Vérification de la période :****Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La valeur de la période fondamentale ( $T$ ) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante:

$$T = c_t h_N^{3/4}$$

$h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

CT : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **tableau 4.6 du RPA2003**.... [1]

CT=0.05.

Remarque : L'article(4.2.4duRPA99/ 2003):

Les valeurs de  $T$ , calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T = 0.05 \times 31.62^{3/4} = 0.666 \text{ sec}$$

D'où :  $T = 1,3 \times 0,666 = 0.865$   $T_{\text{robot}} = 0,36$  [s]..... (Condition vérifiée).

***Interprétation :***

- La période fondamentale obtenue par le **ROBOE 2013** est inférieure à celle du **RPA99**

$$T_{\text{etabs}} = 0.36\text{s} < T = 0.66\text{s} \dots\dots\dots \textit{condition vérifiée.}$$

**VI.4 Vérification de l'effort tranchant à la base :**

- Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

- A = 0.15.
- R = 5 (structure mixte avec interaction).
- W KN (poids total de la structure).

Pour faire le calcul, on doit déterminer les coefficients suivants :

➤ **Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Le coefficient A est donné par le tableau 4-1-RPA 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. A= 0.15 (groupe d'usage 2, zone IIa)..... [1]

➤ **Coefficient de comportement global de la structure (R)**

Le coefficient R est donné par le tableau (4.3 RPA 2003)..... [1] en système de Contreventement mixte (portiques/voiles avec interaction), dans notre cas : R=5

➤ **Facteur d'amplification moyen D**

Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^2 & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^2(3.0/T)^5 & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le

**Tableau 4.7 (RPA 99 ver 2003)..... [1]**

$$T = \text{Min} \{0,09 h_n / \sqrt{D} ; C_T (h_n)^{3/4}\}$$

**Avec:**

D: la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considère.

h<sub>N</sub>: la hauteur du bâtiment mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau <<n>>. h<sub>n</sub>=31.62 m

C<sub>T</sub>: coefficient, fonction du système contreventement, du type de remplissage il est donné par le tableau (4.6 R.P.A99) → C<sub>T</sub>=0.05

Site 3 → T<sub>2</sub>=0.5 [s] (Site meuble(3)).... [1]

Condition sur T	Période choisie
T <sub>robot</sub> < T <sub>empirique</sub>	T = T <sub>empirique</sub>
T <sub>empirique</sub> < T <sub>robot</sub> < 1,3 T <sub>empirique</sub>	T = T <sub>robot</sub>
1,3 T <sub>empirique</sub> < T <sub>robot</sub>	T = 1,3 T <sub>empirique</sub>

**Sens x-x :**  $T = \min \{0.73 \text{ s} ; 0.667 \text{ s}\} = 0.667 \text{ s}$

**Sens y-y :**  $T = \min \{0.71 \text{ s} ; 0.667 \text{ s}\} = 0.667 \text{ s}$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

$\xi$  : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux.

Voiles ou murs : remplissages en Béton armé/ maçonnerie  $\Rightarrow \xi = 10\%$ .

$$n = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.763 > 0.7 \quad \text{vérifiée.}$$

$$D_x = 2.5n(T_2/T)^{2/3} = 2.5 \times 0.763 (0.5/0.667)^{2/3} = 1.25$$

$$D_y = 2.5n(T_2/T)^{2/3} = 2.5 \times 0.763 (0.5/0.667)^{2/3} = 1.25$$

### ➤ Calcul de Q

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum P_q$

$P_q$  : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

- **Les critères de qualité "q" à vérifier sont :**

#### 1. Conditions minimales sur les fils de contreventement

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.

Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de Contreventement.

**Sens x-x :**  $3.25/2.9 = 1.20 < 1,5$

**Condition vérifiée.**

**Sens y-y :**  $4.68/3.9 = 1.20 < 1,5$

**Condition vérifiée.**

$$P_{1x} = 0,00 \quad ; \quad P_{1y} = 0,00.$$

#### 2. Redondance en plan

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

Sens x-x :  $3.25/2.90 = 1.20 < 1,5$

**Condition vérifiée.**

Sens y-y :  $4.68/3.90 = 1.20 < 1,5$

**Condition vérifiée.**

$P_{2x} = 0,00$  ;  $P_{2y} = 0,00$

### 3. Régularité en plan

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

**Condition vérifiée.**

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

Sens x-x :  $(1,2+1,2)/14.90 = 0.16 < 0.25$

**Condition vérifiée.**

Sens y-y :  $1,5+1.50/15.55 = 0.19 < 0.25$

**Condition vérifiée.**

La régularité en plan est vérifiée :

$P_{3x} = 0,00$  ;  $P_{3y} = 0,00$ .

### 4. Régularité en élévation

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne peut pas se transmettre directement à la fondation.

**Condition vérifiée.**

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

**Condition vérifiée.**

Dans le cas de décrochement en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul.

**Condition vérifiée.**  $P_{4x} = P_{4y} = 0,00$ .

### 5. Contrôle de la qualité des matériaux

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par

L'entreprise

**Condition vérifiée**

$p_{5x}=p_{5y}= 0.00$

### 6. Contrôle de la qualité de l'exécution

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux

**Condition vérifiée**

$P_{6X}=p_{6y}=0.00$

### Remarque :

#### \*Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

- Sens xx et sens yy :

Critère q	observé	Pq
1-condition minimale sur les files de contreventement	oui	<b>0.00</b>
2-redondance en plan	oui	<b>0.00</b>
3-régularité en plan	oui	<b>0.00</b>
4-régularité en élévation	oui	<b>0.00</b>
5-contrôle de la qualité des matériaux	oui	<b>0.00</b>
6-contrôle de la qualité de l'exécution	oui	<b>0.00</b>

D'où :

$$Q=1+0.00=1$$

**Poids total de la structure : w =2571332.46kg**

📌 Sens x=x :

AN:

$$V_x = V_y = V = \frac{A.D.Q}{R} W_t = \frac{0.15 \times 1.25 \times 1}{5} 2571332.46 = 96424.97 \text{kg} = 964.249 \text{KN}$$

**L'effort tranchant à la base obtenu par robot :**

Pour cela on clique → BD → tableau → réactions d'appuis → OK

Les efforts tranchants à la base sont donnés par les colonnes :

on clique sur extrême globaux

dans le sens xx : **V<sub>robot</sub>** = 1739.581 kN

dans le sens yy : **V<sub>robot</sub>** = 1479.664 kN

**Vérification :**

**Sens xx :**  $V_{\text{robot}}=1739.58 \text{KN} > 80\% V_{\text{mse}} =771.39 \text{kN}$

**Condition vérifiée.**

**Sens yy :**  $V_{\text{robot}}=1479.664 \text{KN} > 80\% V_{\text{mse}} =771.39 \text{kN}$

**Condition vérifiée.**

**Conclusion :**

La Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA 2003 Art 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales calculée par ROBOT ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{\text{max}}$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. ( $V_t > 0.80 V$ )

#### 6.4 Justification de l'interaction portiques et voiles : (résultats de logiciel)

Les efforts sismiques revenant aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option Résultats → Réaction on choisit la direction XX ou YY.

▪ **Charges sismiques reprise par les poteaux :**

Sens xx : 534.191KN (34.53%)

Sens yy : 318.293 KN (21.46%)

▪ **Charges sismiques reprise par les voiles :**

Sens xx : 1012.421 KN (65.46%)

Sens yy : 1164.511 (78.48%)

Les voiles et les portiques participent conjointement au contreventement, donc le système de contreventement est mixte.

**VI.5 Vérification des déplacements**

• **Calcul des déplacements relatifs (Art 4.4.3 RPA)..... [2]**

Le déplacement horizontal à chaque à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme

suit :  $\delta_k = R \delta_{ek}$        $\delta = \frac{T_k}{R_{JK}}$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$ .

R : Coefficient de comportement

-Le déplacement relatif au niveau «k» par rapport au niveau « k+1» est égal à

$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$

• **Justification vis-à-vis des déformations**

D’après le RPA Art 5-10... [1], les déplacements latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l’étage.

$\Delta k = \Delta k \leq 0.01 h_e$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants

**Sens x-x :**

Niveau(m)	$\delta_{ek}$ (m)	R	$\delta_k$ (m)	$\Delta k$ (m)	1% $\times$ h (m)	Obs.
1	0.002	5	0.01	0.01	0.0408	vérifiée
2	0.003	5	0.015	0.005	0.0306	vérifiée
3	0.005	5	0.025	0.01	0.0306	vérifiée
4	0.006	5	0.03	0.005	0.0306	vérifiée
5	0.008	5	0.04	0.01	0.0306	vérifiée
6	0.010	5	0.05	0.01	0.0306	vérifiée
7	0.012	5	0.06	0.01	0.0306	vérifiée
8	0.013	5	0.065	0.005	0.0306	vérifiée
9	0.015	5	0.075	0.01	0.0306	vérifiée
10	0.016	5	0.08	0.005	0.0306	vérifiée

**Sens y-y :**

Niveau(m)	$\delta_{ek}$ (m)	R	$\delta k$ (m)	$\Delta k(m)$	1% $\times h$ (m)	Obs.
1	0.001	5	0.005	0.005	0.0408	vérifiée
2	0.001	5	0.005	0.00	0.0306	vérifiée
3	0.002	5	0.01	0.005	0.0306	vérifiée
4	0.003	5	0.015	0.005	0.0306	vérifiée
5	0.004	5	0.02	0.005	0.0306	vérifiée
6	0.005	5	0.025	0.005	0.0306	vérifiée
7	0.006	5	0.03	0.005	0.0306	vérifiée
8	0.007	5	0.035	0.005	0.0306	vérifiée
9	0.008	5	0.04	0.005	0.0306	vérifiée
10	0.009	5	0.045	0.005	0.0306	vérifiée

**\*Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ :**

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la

condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.1$$

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k»  $V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau «k»

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1».

$h_k$  : hauteur d'étage «k».

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	P(KN)	Sensx-x				Sensy-y			
		$\Delta_k$	VK $\times$ HK	$\theta_x$	obs.	$\Delta_k$	VK $\times$ HK	$\theta_x$	obs.
1	25713.32	0.01	5969.75	0.04	cv	0.005	5935.39	0.02	cv
2	22844.70	0.005	4290.97	0.02	cv	0.00	4261.94	0.00	cv
3	20272.70	0.01	4047.41	0.05	cv	0.005	3992.16	0.02	cv
4	17701.28	0.005	3763.89	0.02	cv	0.005	3689.97	0.02	cv
5	15129.29	0.01	3448.06	0.04	cv	0.005	3375.7	0.02	cv
6	12622.93	0.01	3101.88	0.04	cv	0.005	3049.21	0.02	cv
7	10115.99	0.01	2704.29	0.03	cv	0.005	2692.32	0.01	cv
8	7609.06	0.005	2236.75	0.01	cv	0.005	2272.39	0.01	cv
9	5159.53	0.01	1664.97	0.03	cv	0.005	1732.24	0.01	cv
10	2710.00	0.005	947.91	0.01	cv	0.005	1005.623	0.01	cv

**-Effort normal réduit (Art 7.4.3.1 RPA 99/ version 2003)**

On entend par effort normal réduit le rapport :

$$\gamma = \frac{N_d}{B_c F_{28}} \leq 0.30$$

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

$B_c$ : Section brute du béton égale à 45x45  
 $F_{c28}$  : La résistance caractéristique de béton.

**\*Poteaux45x45 :  $N_d = 642.396\text{KN}$**

$$\gamma = \frac{642.396}{(0.45)^2 25000} = 0.12 \leq 0.3 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**\*Poteaux40x40 :  $N_d = 329.969\text{KN}$**

$$\gamma = \frac{329.969}{(0.40)^2 25000} = 0.08 \leq 0.3 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**\*Poteaux35x35 :  $N_d = 169.04\text{KN}$**

$$\gamma = \frac{169.04}{(0.35)^2 25000} = 0.05 \leq 0.3 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### VI.6 Vérification de l'excentricité:

L'excentricité de robot doit être inférieure ou égale à l'excentricité de RPA (5%  $L_x$ ; 5%  $L_y$ )  
 $e_{rob} \leq 5\%L$

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm <sup>2</sup> ]	Iy [kgm <sup>2</sup> ]	Iz [kgm <sup>2</sup> ]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex2 [m]	ey2 [m]
3/ 2	Etage 2	257199,52	311 6,851 6,148	473 7,668 6,148	5233019,81	5259588,24	10206524,72	0,162	1,017	0,745	0,789
3/ 3	Etage 3	257142,11	311 6,850 9,208	473 7,617 9,208	5230838,20	5259059,13	10203863,67	0,163	0,967	0,745	0,789
3/ 4	Etage 4	257199,52	11 6,851 12,268	73 7,668 12,268	5233019,78	5259588,22	10206524,67	0,162	1,017	0,745	0,789
3/ 5	Etage 5	250636,07	13 6,853 15,355	74 7,636 15,355	5080640,66	5126810,14	9935393,45	0,161	0,984	0,745	0,789
3/ 6	Etage 6	250693,47	13 6,854 18,415	74 7,689 18,415	5082822,13	5127202,92	9938114,28	0,160	1,035	0,745	0,789
3/ 7	Etage 7	250693,47	13 6,854 21,475	74 7,689 21,475	5082822,13	5127202,88	9938114,24	0,160	1,035	0,745	0,789
3/ 8	Etage 8	244952,84	15 6,857 24,561	74 7,704 24,561	4950158,29	5010257,61	9701340,35	0,159	1,047	0,745	0,789
3/ 9	Etage 9	244952,84	15 6,857 27,621	74 7,704 27,621	4950158,29	5010257,61	9701340,35	0,159	1,047	0,745	0,789
3/ 10	Etage 10	271000,81	48 6,872 30,691	74 7,704 30,691	5592734,21	5330754,35	10662120,79	0,226	0,832	0,745	0,789
4/ 1	Etage 1	288861,99	300 6,892 2,630	473 7,668 2,630	5928507,43	6048985,04	11381915,87	0,174	0,376	0,745	0,789
4/ 2	Etage 2	257199,52	311 6,851 6,148	473 7,668 6,148	5233019,81	5259588,24	10206524,72	0,162	1,017	0,745	0,789
4/ 3	Etage 3	257142,11	311 6,850 9,208	473 7,617 9,208	5230838,20	5259059,13	10203863,67	0,163	0,967	0,745	0,789
4/ 4	Etage 4	257199,52	11 6,851 12,268	73 7,668 12,268	5233019,78	5259588,22	10206524,67	0,162	1,017	0,745	0,789
4/ 5	Etage 5	250636,07	13 6,853 15,355	74 7,636 15,355	5080640,66	5126810,14	9935393,45	0,161	0,984	0,745	0,789
4/ 6	Etage 6	250693,47	13 6,854 18,415	74 7,689 18,415	5082822,13	5127202,92	9938114,28	0,160	1,035	0,745	0,789
4/ 7	Etage 7	250693,47	13 6,854 21,475	74 7,689 21,475	5082822,13	5127202,88	9938114,24	0,160	1,035	0,745	0,789
4/ 8	Etage 8	244952,84	15 6,857 24,561	74 7,704 24,561	4950158,29	5010257,61	9701340,35	0,159	1,047	0,745	0,789
4/ 9	Etage 9	244952,84	15 6,857 27,621	74 7,704 27,621	4950158,29	5010257,61	9701340,35	0,159	1,047	0,745	0,789
4/ 10	Etage 10	271000,81	48 6,872 30,691	74 7,704 30,691	5592734,21	5330754,35	10662120,79	0,226	0,832	0,745	0,789
5/ 1	Etage 1	288861,99	300 6,892 2,630	473 7,668 2,630	5928507,43	6048985,04	11381915,87	0,174	0,376	0,745	0,789
5/ 2	Etage 2	257199,52	311 6,851 6,148	473 7,668 6,148	5233019,81	5259588,24	10206524,72	0,162	1,017	0,745	0,789
5/ 3	Etage 3	257142,11	311 6,850 9,208	473 7,617 9,208	5230838,20	5259059,13	10203863,67	0,163	0,967	0,745	0,789
5/ 4	Etage 4	257199,52	11 6,851 12,268	73 7,668 12,268	5233019,78	5259588,22	10206524,67	0,162	1,017	0,745	0,789
5/ 5	Etage 5	250636,07	13 6,853 15,355	74 7,636 15,355	5080640,66	5126810,14	9935393,45	0,161	0,984	0,745	0,789
5/ 6	Etage 6	250693,47	13 6,854 18,415	74 7,689 18,415	5082822,13	5127202,92	9938114,28	0,160	1,035	0,745	0,789

### Remarque :

Vue à l'inclinaison d'un portique de la structure l'excentricité est vérifiée dans le sens x-x mais pas vraiment vérifiée dans l'autre sens.

### Conclusion :

Les autres recommandations sont satisfaites nous pouvons ainsi extraire les efforts avec les quels nous allons ferrailer notre structure dans le chapitre suivant.

**VII.1 Ferraillage des poutres :**

**VII.1.1 Introduction**

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

➤ **Les combinaisons de calcul :**

Ils sont ferrailés en flexion simple sous les combinaisons de charge les plus défavorables, et vérifiées à L'ELS. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- \* 1,35G+1,5Q .....à l'ELU
- \* G+Q.....à l'ELS
- \* G+Q+E.....RPA 99 révisé 2003
- \* 0,8G±E.....RPA 99 révisé 2003

➤ **Recommandations du RPA :**

❖ **Pourcentage total minimum :**

A min =0,5%(bxh), en toute section.

**Poutres principales PP : A min =6cm<sup>2</sup>**

**Poutres secondaires PS : A min =6cm<sup>2</sup>**

❖ **Pourcentage total maximum**

Amax=4%(bxh) ———→ En zone courante,

Amax= 6%(bxh) En zone de recouvrement.

• **Poutres principales PP :**

Zone courante : Amax=48cm<sup>2</sup>

Zone de recouvrement : Amax=72cm<sup>2</sup>

• **Poutres secondaires PS :**

Zone courante : Amax = 48cm<sup>2</sup>

Zone de recouvrement : Amax = 72cm<sup>2</sup>

❖ **La longueur minimal de recouvrement est de :**

40Φ (zone I et IIa).

50Φ (zone IIb et III).

Dans notre cas la longueur de recouvrement est de 40Φ

**VII.1.2 Etapes de calcul de ferraillage :**

**1) Calcul du moment réduit « μ » :**

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} \text{ avec } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma\theta}$$

Tel que :

$\theta = 1$  ; si la durée d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h

$\theta = 0,9$  ; lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h ;

$\theta = 0,85$  ; lorsque cette durée est inférieure à 1h.

Pour les feE400 on a :  $\mu_1 = 0.392$

**2) Calcul du moment réduit limite «  $\mu_1$  » :**

Le moment réduit limite  $\mu_1$  est égale à 0.392 pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

**3) On compare les deux moments réduits «  $\mu$  » et «  $\mu_1$  » :**

➤ **1er cas :**  $\mu \leq \mu_1$  Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires .  $A_{sc}=0$

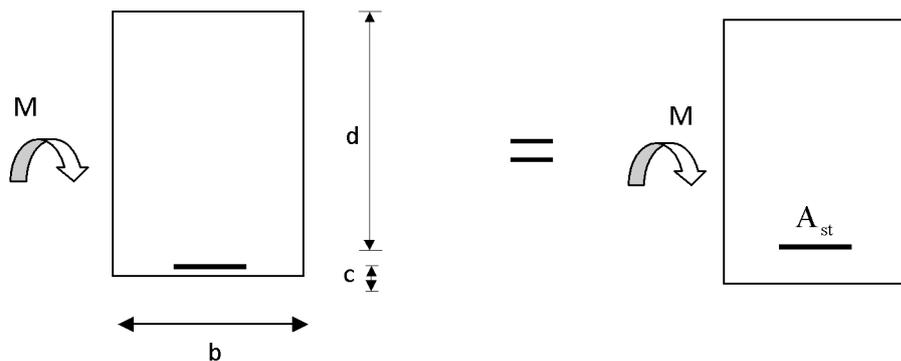


Figure VII .1. : Disposition des armatures tendus S.S.A

$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma_s}; \text{ avec } : \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$$

$\gamma_s = 1.5 \Rightarrow$  Cas général.

➤ **2ème cas :**  $\mu \geq \mu_1 \Rightarrow$  Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

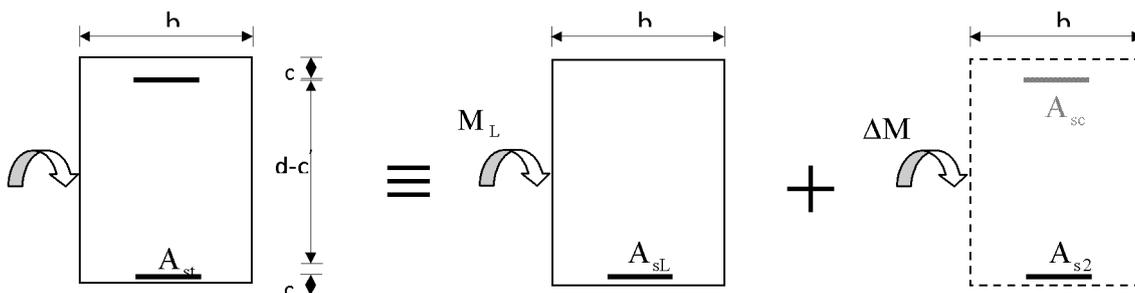


Figure VII .2. : Disposition des armatures SDA

$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

**Remarque :**

- **En situation courante :**

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \\ \gamma_b = 1.15 \end{array} \right\} \Rightarrow f_{bc} = 14.2MPa; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$$

- **En situation accidentelle :**

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_b = 1.15 \\ \gamma_b = 1 \end{array} \right\} \Rightarrow f_{bc} = 18.48MPa; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400MPa.$$

### VII.1.3 Ferrailage des poutres

Après avoir extrait les moments, nous avons ferrailé comme suit on prend les moments max soit aux appuis ou bien en travée et adopter leur ferrailage.

**Nota :**

En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

**M<sub>el</sub>** : Moment max à l'ELU

**M<sub>sa</sub>** : Moment max du aux combinaisons accidentelles.

#### **VII.1.3.1 Etudes des poutres principales**

Ces poutres supportent de faibles charges verticales et sont sollicitées principalement par les forces horizontales. Dans ce cas le RPA exige des **armatures Symétriques** avec une section **en travée** au moins égale **à la moitié de la section sur appui.**

a) Ferraillage en travée :

Niv	M <sub>ELU</sub> (KN.m)	A <sub>selu</sub> [cm <sup>2</sup> ]	M <sub>sa</sub> (KN.m)	A <sub>ssa</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>max</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>Smin</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Ferraillage	A <sub>Sadopté</sub>
1	25.802	2.05	18.642	1.47	2.05	6.00	3HA14	4.62
2	25.802	2.05	18.642	1.47	2.05	6.00	3HA14	4.62
3	25.802	2.05	18.642	1.47	2.05	6.00	3HA14	4.62
4	25.802	2.05	18.642	1.47	2.05	6.00	3HA14	4.62
5	25.802	2.05	18.642	1.47	2.05	6.00	3HA14	4.62
6	25.802	2.05	18.642	1.47	2.05	6.00	3HA14	4.62
7	25.802	2.05	18.642	1.47	2.05	6.00	3HA14	4.62
8	25.802	2.05	18.642	1.47	2.05	6.00	3HA14	4.62
9	25.802	2.05	18.642	1.47	2.05	6.00	3HA14	4.62
10	25.802	2.05	18.642	1.47	2.05	6.00	3HA14	4.62

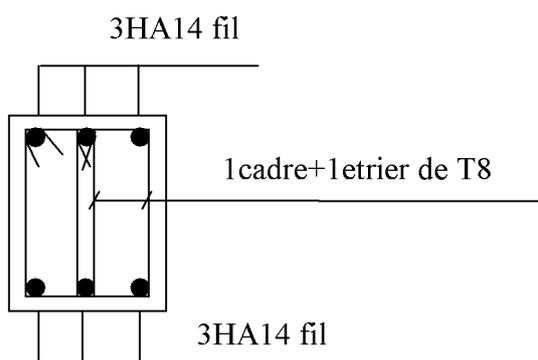
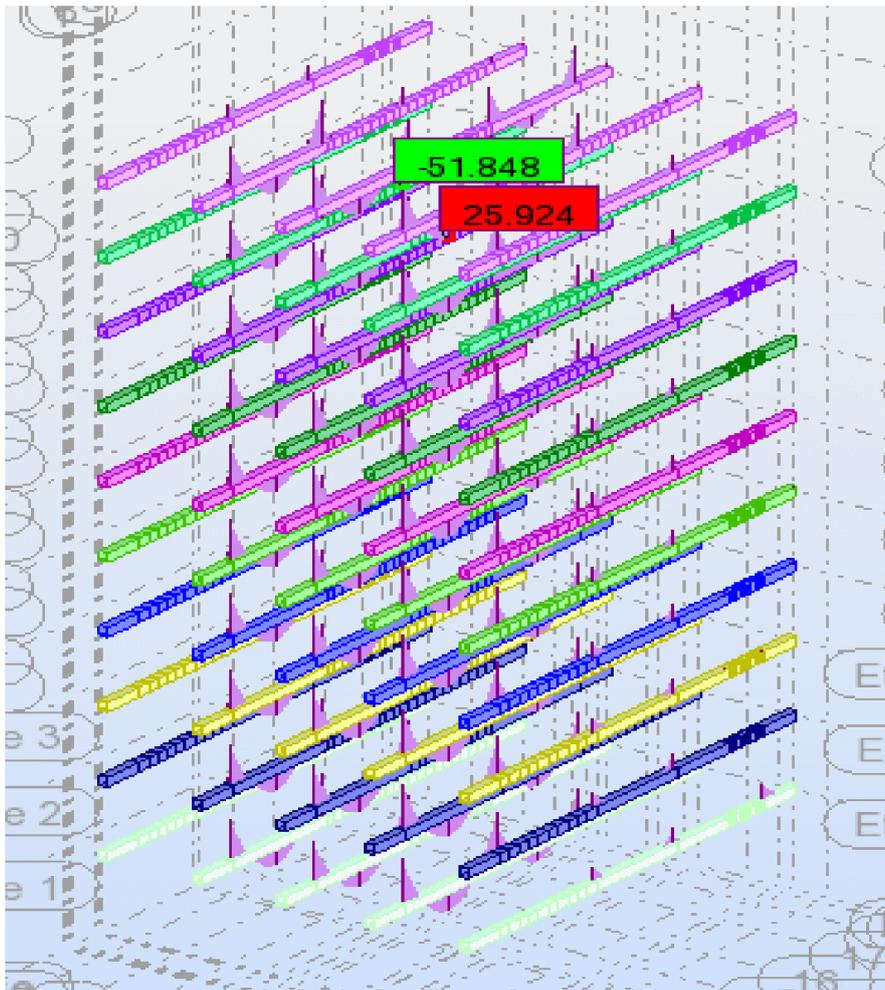
**Tableau .1 : Ferraillage des poutres principales en travées à l'ELU**

b) Ferraillage aux appuis :

Niv	M <sub>ELU</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>Sa</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Smax</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Smin</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage	A <sub>S adopté</sub>
1	51.604	4.21	37.284	3.00	4.21	6	3HA14+3HA12(chapeaux)	8.01
2	51.604	4.21	37.284	3.00	4.21	6	3HA14+3HA12(chapeaux)	8.01
3	51.604	4.21	37.284	3.00	4.21	6	3HA14+3HA12(chapeaux)	8.01
4	51.604	4.21	37.284	3.00	4.21	6	3HA14+3HA12(chapeaux)	8.01
5	51.604	4.21	37.284	3.00	4.21	6	3HA14+3HA12(chapeaux)	8.01
6	51.604	4.21	37.284	3.00	4.21	6	3HA14+3HA12(chapeaux)	8.01
7	51.604	4.21	37.284	3.00	4.21	6	3HA14+3HA12(chapeaux)	8.01
8	51.604	4.21	37.284	3.00	4.21	6	3HA14+3HA12(chapeaux)	8.01
9	51.604	4.21	37.284	3.00	4.21	6	3HA14+3HA12(chapeaux)	8.01
10	51.848	4.23	37.778	3.04	4.23	6	3HA14+3HA12(chapeaux)	8.01

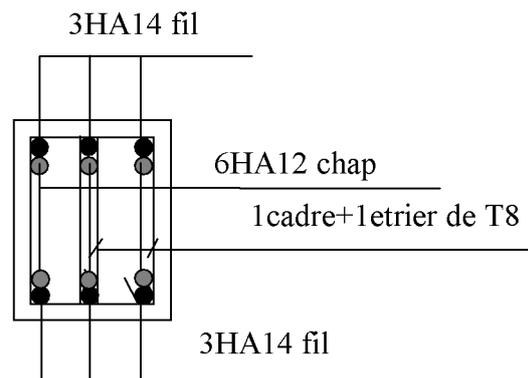
**Tableau .2 : Ferraillage des poutres principales aux appuis à l'ELU**

Le diagramme des moments maximum dans les poutres principales a L'ELU:



$$A_T = 6HA14 = 9.23 \text{ cm}^2$$

En travées



$$A_T = 6HA14 + 6HA12 = 16.01 \text{ cm}^2$$

Aux appuis

**1.) Les vérifications à l'ELU :**

**a) La condition de non fragilité :**

- Poutres principales :  $A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}}$

**b) Vérification de l'effort tranchant (art .A.5, 1.1 /BAEL 91 modifiées 99) :**

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

$$\tau_u = T_u / b \cdot d \quad T_u: \text{Effort tranchant max à L'ELU.}$$

$$\tau_u = \frac{67.336 \times 1000}{300 \times 370} = 0.61 \text{ MPa}$$

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

$$\tau = 0.61\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33\text{MPa} \text{ La condition est vérifiée}$$

**c) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art : A. 5.1 .3) /BAEL 91 modifiées 99 :**

➤ **Sur le béton :**

$$V_u < \bar{V}_u \quad \bar{V}_u = 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b_0$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 370 \times 300 = 666000\text{N}$$

$$V_u = 67.336 \text{ KN} < \bar{V}_u = 666\text{KN} .$$

➤ **Sur l'acier :**

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H) \quad ; \text{ avec } H = \frac{M_{a\max}}{0,9 \cdot d}$$

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{400} \left( 67.336 \times 10^3 + \frac{-51.604 \times 10^6}{0,9 \times 370} \right)$$

$$A_{\text{appuis}} = 15,27\text{cm}^2 \geq -2.52\text{cm}^2$$

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes.

**d) Vérification de la contrainte d'adhérence : (art .A.6, 1.3 /BAEL 91 modifiées 99)**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times ft_{28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa Avec :}$$

U<sub>i</sub> : le périmètre des barres

$\psi_s = 1.5$  pour les aciers à hautes adhérence

$$\tau_{se} = \frac{67.336 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 131.8} = 1.53 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

**e) Ancrage des barres : (Art : A. 6 .1 .2) /BAEL 91 modifiées 99 :**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s} = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \times 0,6 \times \psi^2 \times ft_{28}}$$

$$l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1} = 49.38 \text{ cm}$$

**f) Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_t, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(11.43 \text{ mm}, 12 \text{ mm}, 30 \text{ mm})$$

Soit :  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$ .

On optera pour un cadre et un étrier soit  $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ .

❖ **Espacement max des armatures transversales : (Art A.5.1, 22 / BAEL91)**

$$S_{t \max} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(33.3 ; 40 \text{ cm}) = 33.3 \text{ cm}.$$

❖ Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante (Art.A.5.1,232 / BAEL91).

$$S_t \leq \frac{A_{ad} \cdot 0,9 \cdot f_e}{(\tau_u - 0,3 \cdot ft_{28}) \cdot b \cdot \gamma_s}$$

$$S_t = \frac{2,01 \times 0,9 \times 400}{(1,37 - 0,3 \times 2,1) \cdot 1,15 \times 30} = 28.34 \text{ cm}$$

❖ **Exigences du RPA pour les aciers transversales :(Art 7.5.2.2/RPA2003):**• **Zone nodale :**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi\right) = \min\left(\left\{\frac{40}{4}; 12 \times 1,4\right\}\right) = \min(10\text{cm}; 16.8\text{cm}) = \mathbf{10\text{cm}}$$

Soit :  $S_{t\max} \leq \min(33.3\text{ cm}; 28.34\text{cm}; 10\text{ cm}) = 10\text{cm}$ .

On opte pour  $S_{t\max} = \mathbf{10}$

• **Zone courante :**

$$St \leq \frac{h}{2} = 20\text{ cm}.$$

**Soit** :  $S_{t\max} \leq \min(38,7\text{cm}; 20\text{ cm}) = 20\text{cm}$

On opte pour  $S_{t\max} = \mathbf{15\text{cm}}$

**Remarque :**

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement

**2) Vérification à L'ELS :****1. Etat limite d'ouverture des fissures :**

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

**2. Etat limite de compression du béton :**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte admissible de l'acier.
- Contrainte admissible du béton.

La décompression du béton ne doit dépasser la contrainte admissible

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \text{ et } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_U}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \rightarrow K_1 \text{ et } \beta_1 \text{ (tableau).}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

✚ Travée :

Niv	$M_{ELS}$ (KN. m)	$A_U$ ( $cm^2$ )	$\rho_l$	$\beta_l$	K1	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
1	18.642	4.62	0.416	0.901	35.71	121.01	3.40	15	vérifier
2	18.642	4.62	0.416	0.901	35.71	121.01	3.40	15	vérifier
3	18.642	4.62	0.416	0.901	35.71	121.01	3.40	15	vérifier
4	18.642	4.62	0.416	0.901	35.71	121.01	3.40	15	vérifier
5	18.642	4.62	0.416	0.901	35.71	121.01	3.40	15	vérifier
6	18.642	4.62	0.416	0.901	35.71	121.01	3.40	15	vérifier
7	18.642	4.62	0.416	0.901	35.71	121.01	3.40	15	vérifier
8	18.642	4.62	0.416	0.901	35.71	121.01	3.40	15	vérifier
9	18.642	4.62	0.416	0.901	35.71	121.01	3.40	15	vérifier
10	18.889	4.62	0.416	0.901	35.31	122.62	3.44	15	vérifier

Tableau .3 : Ferrailage des poutres principales en travée à l'ELS.

✚ Appuis :

Niv	$M_{ELS}$ (KN. m)	$A_U$ ( $cm^2$ )	$\rho_l$	$\beta_l$	K1	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
1	37.284	8.01	0.722	0.877	25.64	143.47	5.60	15	vérifier
2	37.284	8.01	0.722	0.877	25.64	143.47	5.60	15	vérifier
3	37.284	8.01	0.722	0.877	25.64	143.47	5.60	15	vérifier
4	37.284	8.01	0.722	0.877	25.64	143.47	5.60	15	vérifier
5	37.284	8.01	0.722	0.877	25.64	143.47	5.60	15	vérifier
6	37.284	8.01	0.722	0.877	25.64	143.47	5.60	15	vérifier
7	37.284	8.01	0.722	0.877	25.64	143.47	5.60	15	vérifier
8	37.284	8.01	0.722	0.877	25.64	143.47	5.60	15	vérifier
9	37.284	8.01	0.722	0.877	25.64	143.47	5.60	15	vérifier
10	37.778	8.01	0.722	0.877	25.64	145.37	5.68	15	vérifier

Tableau .4: Ferrailage des poutres principales aux appuis à l'ELS.

**VII.1.3.2. Etudes des poutres secondaires:**

✚ En travées :

NIV	$M_{ELU}$ (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	$M_{sa}$ (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	$As_{max}$ (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	$As_{adopté}$
1	8.012	0.63	37.17	2.99	2.99	3HA12fil	3.39
2	8.012	0.63	32.332	2.59	2.59	3HA12fil	3.39
3	8.012	0.63	31.489	2.52	2.52	3HA12fil	3.39
4	8.012	0.63	30.393	2.43	2.43	3HA12fil	3.39
5	8.012	0.63	28.703	2.29	2.29	3HA12fil	3.39
6	8.012	0.63	24.622	1.95	1.95	3HA12fil	3.39
7	8.012	0.63	22.735	1.80	1.80	3HA12fil	3.39
8	8.012	0.63	19.592	1.55	1.55	3HA12fil	3.39
9	8.012	0.63	13.961	1.10	1.10	3HA12fil	3.39
10	8.012	0.63	7.815	0.61	0.61	3HA12fil	3.39

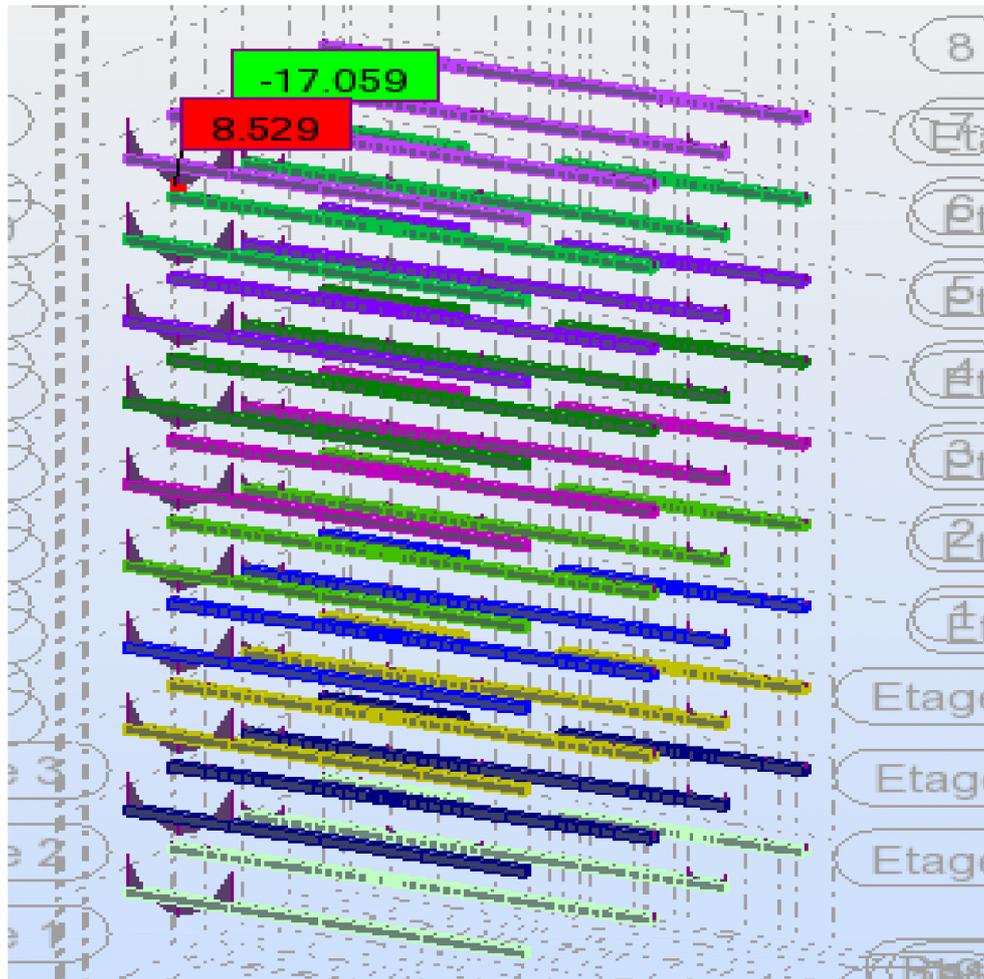
**Tableau .5 : Ferrailage des poutres secondaires en travée à l'ELU.**

✚ Aux appuis :

NIV	$M_{ELU}$ (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	$M_{sa}$ (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	$As_{max}$ (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	$As_{adopté}$
1	16.025	1.26	36.235	2.91	2.91	3HA12fil	3.39
2	16.025	1.26	31.066	2.48	2.48	3HA12fil	3.39
3	16.025	1.26	29.605	2.36	2.36	3HA12fil	3.39
4	16.025	1.26	29.348	2.34	2.34	3HA12fil	3.39
5	16.025	1.26	26.723	2.13	2.13	3HA12fil	3.39
6	16.025	1.26	22.992	1.82	1.82	3HA12fil	3.39
7	16.025	1.26	21.627	1.71	1.71	3HA12fil	3.39
8	16.025	1.26	18.403	1.45	1.45	3HA12fil	3.39
9	16.025	1.26	12.535	0.98	1.26	3HA12fil	3.39
10	17.059	1.35	12.123	0.95	1.35	3HA12fil	3.39

**Tableau .6 : Ferrailage des poutres secondaires aux appuis à l'ELU.**

Diagramme des moments maximum dans les poutres secondaires à l'ELU:

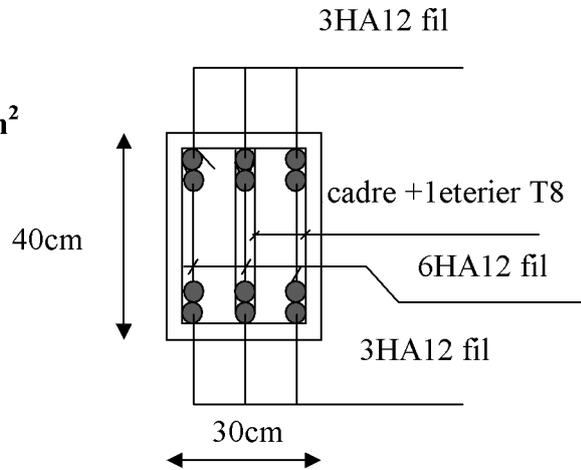


Le ferraillage final adopté :

Section (20x30) :

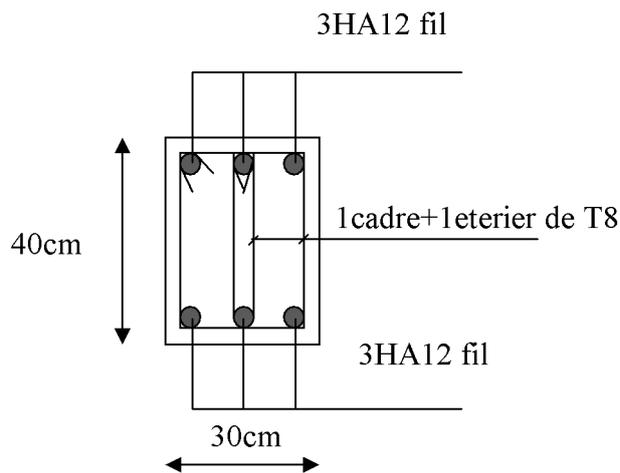
\*Aux appuis:

$$A_T = 6HA12 + 6HA12 = 13.56 \text{ cm}^2$$



\*En travées:

$$A_T = 6HA12 = 6.78 \text{ cm}^2$$



### 1) Les vérifications à l'ELU

#### a) La condition de non fragilité :

- Poutres secondaires :  $A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}}$

#### b) Vérification de l'effort tranchant (art .A.5, 1.1 /BAEL 91 modifiées 99) :

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

$$\tau_u = T_u / b \cdot d \quad T_u: \text{Effort tranchant max à L'ELU.}$$

$$\tau_u = \frac{31.488 \times 1000}{300 \times 370} = 0.28 \text{ MPa}$$

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

La condition est vérifiée

$\tau = 0.28 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$  La condition est vérifiée

**c) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis**

(Art : A. 5.1.3) /BAEL 91 modifiées 99 :

➤ **Sur le béton :**

$$V_u < \bar{V}_u \quad \bar{V}_u = 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b_0$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 300 \times 370 = 666000 \text{ N}$$

$$V_u = 31.488 \text{ KN} < \bar{V}_u = 666 \text{ KN} .$$

➤ **Sur l'acier :**

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H) \quad ; \text{ avec } H = \frac{M_{a \text{ max}}}{0,9 \cdot d}$$

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{400} (31.488 \times 10^3 + \frac{-17.059 \times 10^6}{0,9 \times 370})$$

$$A_{\text{appuis}} = 3.39 \text{ cm}^2 \geq -0.56 \text{ cm}^2$$

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes.

**d) Vérification de la contrainte d'adhérence : (art .A.6, 1.3 /BAEL 91 modifiées 99)**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

Avec :

$u_i$  : le périmètre des barres

$\psi_s = 1,5$  pour les aciers à hautes adhérence

$$\tau_{se} = \frac{31.488 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 113.04} = 0.84 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

**e) Ancrage des barres : (Art : A. 6.1.2) /BAEL 91 modifiées 99 :**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \times 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28}}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1} = 42.33 \text{ cm}$$

**f) Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(11.42 \text{ mm}, 12 \text{ mm}, 30 \text{ mm})$$

**Soit** :  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$ .

On optera pour un cadre et un étrier soit  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ .

❖ **Espacement max des armatures transversales** : (Art A.5.1,22 / BAEL91)

$$S_{t\max} \leq \min(0,9d ; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(33.3 ; 40\text{cm}) = \underline{33.3 \text{ cm}}$$

❖ Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante (Art.A.5.1,232 / BAEL91).

$$S_t = \frac{2.01 \times 0,9 \times 400}{(0.28 - 0.3 \times 2.1) \times 1.15 \times 20} = 55.19 \text{ cm}$$

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

• **Zone nodale** :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\left\{\frac{40}{4}; 12 \times 1.2\right\}\right) = \min(10 \text{ cm}; 14.4\text{cm}) = \underline{10\text{cm}}$$

**Soit** :  $S_{t\max} \leq \min(33.3 \text{ cm}; 55.19\text{cm}; 10 \text{ cm}) = 10\text{cm}$ .

On opte pour  $S_{t\max} = 7 \text{ cm}$ .

• **Zone courante** :

$$St \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}.$$

**Soit** :  $S_{t\max} \leq \min(33.3 \text{ cm}; 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$

On opte pour  $S_{t\max} = 15 \text{ cm}$

## 2) Vérification à L'ELS :

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

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

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

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte admissible de l'acier.

- Contrainte admissible du béton.

**La décompression du béton ne doit dépasser la contrainte admissible.**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \text{ et } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_U}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_S}{b \times d} \rightarrow K_1 \text{ et } \beta_1 \text{ (tableau)}$$

**Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :**

✚ Travées :

NIV	M <sub>ELS</sub> (KN. m)	A <sub>U</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ1	β1	K1	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Obs
1	5.67	3.39	0.305	0.913	43.48	49.50	1.16	15	Vérifier
2	5.67	3.39	0.305	0.913	43.48	49.50	1.16	15	Vérifier
3	5.67	3.39	0.305	0.913	43.48	49.50	1.16	15	Vérifier
4	5.67	3.39	0.305	0.913	43.48	49.50	1.16	15	Vérifier
5	5.67	3.39	0.305	0.913	43.48	49.50	1.16	15	Vérifier
6	5.67	3.39	0.305	0.913	43.48	49.50	1.16	15	Vérifier
7	5.67	3.39	0.305	0.913	43.48	49.50	1.16	15	Vérifier
8	5.67	3.39	0.305	0.913	43.48	49.50	1.16	15	Vérifier
9	5.67	3.39	0.305	0.913	43.48	49.50	1.16	15	Vérifier
10	6.06	3.39	0.305	0.913	43.48	52.90	1.24	15	Vérifier

**Tableau 7 : Ferraillage des poutres secondaires en travée à l'ELS.**

✚ Aux appuis :

NIV	M <sub>ELS</sub> (KN. m)	A <sub>U</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ1	β1	K1	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Obs
1	11.357	3.39	0.305	0.913	43.48	99.15	2.33	15	Vérifier
2	11.357	3.39	0.305	0.913	43.48	99.15	2.33	15	Vérifier
3	11.357	3.39	0.305	0.913	43.48	99.15	2.33	15	Vérifier
4	11.357	3.39	0.305	0.913	43.48	99.15	2.33	15	Vérifier
5	11.357	3.39	0.305	0.913	43.48	99.15	2.33	15	Vérifier
6	11.357	3.39	0.305	0.913	43.48	99.15	2.33	15	Vérifier
7	11.357	3.39	0.305	0.913	43.48	99.15	2.33	15	Vérifier
8	11.357	3.39	0.305	0.913	43.48	99.15	2.33	15	Vérifier
9	11.357	3.39	0.305	0.913	43.48	99.15	2.33	15	Vérifier
10	12.123	3.39	0.305	0.913	43.48	105.84	2.48	15	Vérifier

**Tableau 8 : Ferraillage des poutres secondaires aux appuis à l'ELS.**

**VII.2 Ferrailage des poteaux :**

Le ferrailage des poteaux se fera en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables dans les deux directions principales sous les sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal avec son moment correspondant.
- Effort normal minimal avec son moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal avec son effort correspondant.

Sous les combinaisons :  $(1.35G+1.5Q)$ ,  $(G+Q+E)$  et  $(0.8G\pm E)$

**VII.2.1 Recommandation du RAP 99 modifié 2003 :****a) Armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à hautes adhérences et sans crochets.
- Le diamètre minimal des armatures longitudinales est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de  $40\phi$  en zone IIa.
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales est de  $(0.8\%bh)$  en zone IIa:

$$\text{poteaux (45 * 45)} \quad A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 45 \times 45 = 16.2\text{cm}^2$$

$$\text{poteaux (40 * 40)} \quad A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 40 \times 40 = 12.8\text{cm}^2$$

$$\text{poteaux (35 * 35)} \quad A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 35 \times 35 = 9.8\text{cm}^2$$

-Le pourcentage maximal des armatures longitudinales est de  $(6\%bh)$  en zone de recouvrement.

$$\text{poteaux (45 * 45)} \quad A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 45 \times 45 = 121.5\text{cm}^2$$

$$\text{poteaux (40 * 40)} \quad A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

$$\text{poteaux (35 * 35)} \quad A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximal des armatures longitudinales est de  $(4\%bh)$  en zone courante.

$$\text{poteaux (45 * 45)} \quad A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 45 \times 45 = 81\text{cm}^2$$

$$\text{poteaux (40 * 45)} \quad A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

$$\text{poteaux (35 * 35)} \quad A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 35 \times 35 = 49\text{cm}^2$$

- La distance entre les armatures verticales dans une face d'un poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.

**Conventions:****Efforts normaux :**

$N > 0$  : compression

$N < 0$  : traction

**b) Armature transversale :**

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Le diamètre  $\Phi_t$  des armatures transversales doit être égal au moins à ;

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \Phi_L^{\max} .$$

**Avec :**  $\Phi_L$ : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à

$$S_t \leq \min \{ 5 \Phi_L^{\min} , 40 \text{ cm} , (a + 10) \text{ cm} \} \text{ (BAEL 91 Art 8.1.3)}$$

**Avec :**  $a$  : est la petite dimension transversale des poteaux.

D'après le RPA 99révisée 2003 :

$$S_t \leq \min \{ 10 \Phi_L^{\min} , 15 \text{ cm} \} \text{ En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \Phi_L^{\min} \text{ En zone de recouvrement.}$$

**c) Le rôle des armatures transversales consiste à :**

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales
  - Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$(RPA99 \text{ rév}) \quad \boxed{\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e}} \quad 4.2.2)$$

**Avec :**

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_t$ : Hauteur totale de la section.

$f_e$ : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

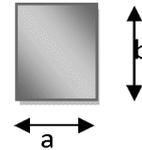
$A_t$  : Armatures transversales.

$S_t$  : espacement des armatures transversales

$\lambda_g$  élancement géométrique.

✓ **Calcul d'élancement : (élancement géométrique)**

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$



**Avec :**

$aetb$  : Dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

$L_f$  : Longueur de flambement.

✓ **Quantité d'armatures transversales minimale : (RPA99 révisé 2003/Art7.4.22)**

$\frac{A_t}{bS_t}$  En % est donné comme suite :

- Si  $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$ .
- Si  $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$ .
- Si  $3 < \lambda_g < 5$  interpoler entre les valeurs précédentes

**VII.2.2 Exposé de la méthode de calcul :**

Pour la Détermination des armatures longitudinales 2 cas peuvent représenter :

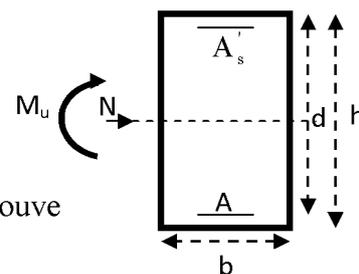
**a) Calcul des armatures à l'ELU :**

La section est partiellement comprimée si «  $N$  » et «  $M$  » vérifié la relation :

$$(d - c') N_u - M_f \leq \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$

▪ **Section partiellement comprimée (SPC) :**

- Calcul de centre de pression :  $e = \frac{M_u}{N_u}$



La section est partiellement comprimée Si Le centre «  $C$  » se trouve

a l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left( \frac{h}{2} - C \right)$$

Si le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures, l'effort

Normale est un effort de compression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C .$$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} .$$

**Avec :**

$M_f$  : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

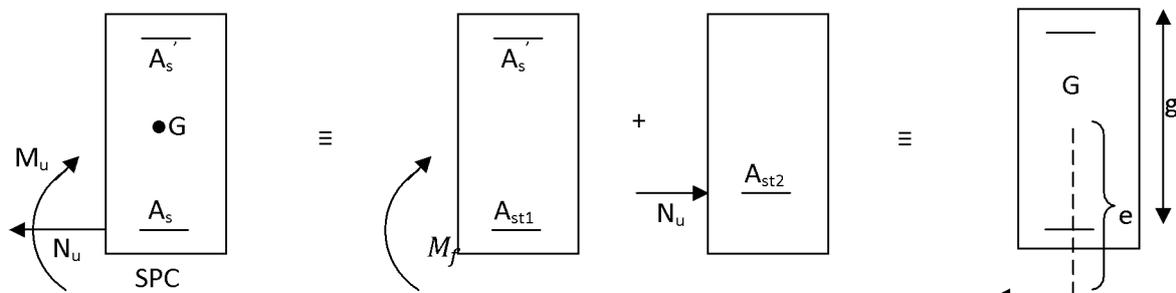
$$M_f = N_u \times g = N_u \left( \frac{h}{2} - c + e \right) = M_U + N_U \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$F_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$  et  $\theta = 1$  Pour fissuration durable

$\gamma_b = 1,15$  et  $\theta = 0,85$  Pour fissuration accidentelle

$N_u$  : Effort de compression.



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} .$$

**1<sup>er</sup> cas :**

$\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$  la Section est simplement armée (SSA).

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

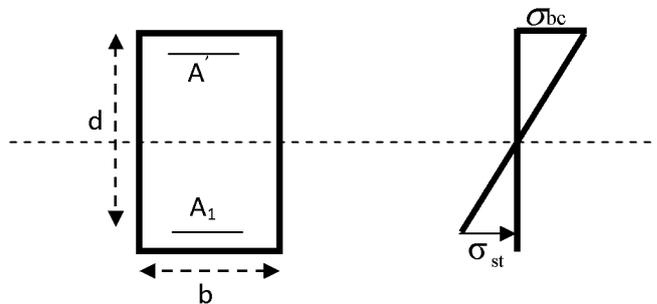
**2<sup>ème</sup> cas :**

$\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$  la Section est doublement armée (SDA).

**On calcul:**

$$M_r = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



**Avec :**

$M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est  $A'_s = A'$  ,  $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$ .

▪ **Section entièrement comprimée (SEC) :**

La section est entièrement comprimée si :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left( \frac{h}{2} - c \right).$$

$$N_u (d - c') - M_f > \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}.$$

Deux cas peuvent se présenter :

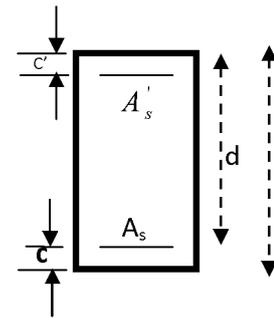
**1<sup>er</sup> cas :**

Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0.$$

Les sections d'armatures sont :  $A'_s = \frac{M_f(d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$ .

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s.$$



**2<sup>ème</sup> cas :**

Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 < N_u (d - c') < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0$$

**Avec :** 
$$\Psi = \frac{0,351 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

**b) Vérifications à l'ELS :**

Dans le cas des poteaux **b**, il y a lieu de vérifier :

▪ **E tat limite d'ouverture des fissures :**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

Etat limite de compression du béton :

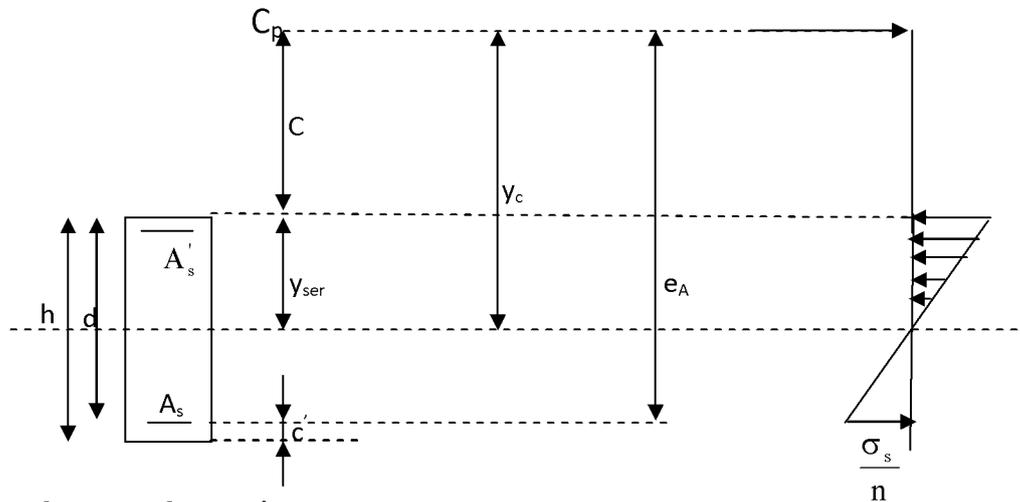
$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} .$$

Deux cas peuvent se présenter :

Si  $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$  section entièrement comprimée.

Si  $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow$  section partiellement comprimé

❖ **Section partiellement comprimée :**



**Position de centre de pression**

$Y_c$  : est la distance de l'axe neutre au centre de pression «  $C_p$  » comportée positivement avec effort normal  $N_{ser}$  de compression.

$C$  : distance de centre de pression (c) à la fibre la plus comprimée

$$C = d - e_a$$

**Avec :**  $e_a$  à le signe de  $N_{ser}$

Si  $N_{ser} < 0 \Rightarrow$  quelque soit la position du centre de pression à l'intérieur ou à l'extérieur de la section.

Si  $N_{ser} > 0 \Rightarrow \begin{cases} c < 0 \text{ si } e_a > d \text{ (} C_p \text{ à l'extérieur de la section voir fig ci dessus).} \\ c > 0 \text{ si } e_a < d \text{ (} C_p \text{ à l'intérieure de la section voir fig ci dessus).} \end{cases}$

**On pose:**  $Y_{ser} = Y_c + C_p$  ,  $0 \leq y_{ser} \leq d$

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left( d - \frac{h}{2} \right).$$

En écrivant le bilan des efforts appliquées à la section on montre que «  $y_c$  » est solution de :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

**Avec :**

$$p = -3C^2 - \frac{90A'_s(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - C_p)$$

$$q = -2C^3 - \frac{90A'_s(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - C_p)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

**On calcul** :  $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$ .

Si  $\Delta < 0 \Rightarrow$  on calcul alors :  $\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}$ , puis  $a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

1)  $y_c = a \cos \varphi \left( \frac{\varphi}{3} \right)$ .

2)  $y_c = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 120 \right)$ .

3)  $y_c = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 240 \right)$

Si  $\Delta > 0 \Rightarrow$  alors il faut calculer

$$t = 0,5 (\sqrt{\Delta} - a)$$

$$z = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow Y_c = z - \frac{p}{3 \times z}$$

▪ **Calcul des contraintes :**

Hypothèse caractéristique à l'ELS :

**H<sub>1</sub>** : les sections droites restent planes après déformation, pas de glissement relatif entre l'acier et le béton

**H<sub>2</sub>** : le béton tendu est négligé.

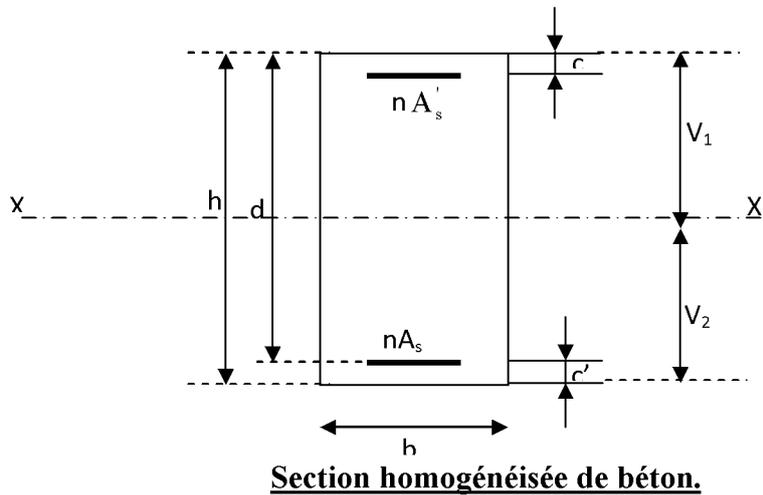
**H<sub>3</sub>** : les matériaux restent dans leur domaine élastique.

$$\varepsilon_{bc} = E_b \varepsilon_s, \quad \varepsilon_{st} = E_s \varepsilon_s$$

D'après le BAEL, en particulier dans les règles CCBAG8, elles permettent d'appliquer Du béton armé des formules de la résistance des matériaux établis pour des corps homogénéisé.

- **Le moment d'inertie de la section est donné par rapport à l'axe neutre :**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15 \left[ A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right]$$



La section rendue homogène c.a.d la section obtenue en négligeant le béton tendu et en amplifiant quinze fois la section des armatures.

Nous avons alors :  $K = \frac{N_{ser} y_c}{I} = \text{tg} \alpha$  (représente la pente K des diagrammes des contraintes).

Les contraintes valent  $\sigma_{bc} = K y_{ser}, \sigma_s = nK(d - y_{ser})$  avec

**Il faut vérifier :**  $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

La section est effectivement partiellement comprimée si  $\sigma_b \geq 0$  si non on recommence le calcul avec la section entièrement comprimée.

❖ **Section entièrement comprimée :**

La section total homogène est :  $S = bh + n(A_s + A'_s)$ .

Le moment d'inerties de la section totale homogène :

**On doit vérifier alors :**

$$\sigma_{bl} = \left( \frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa.}$$

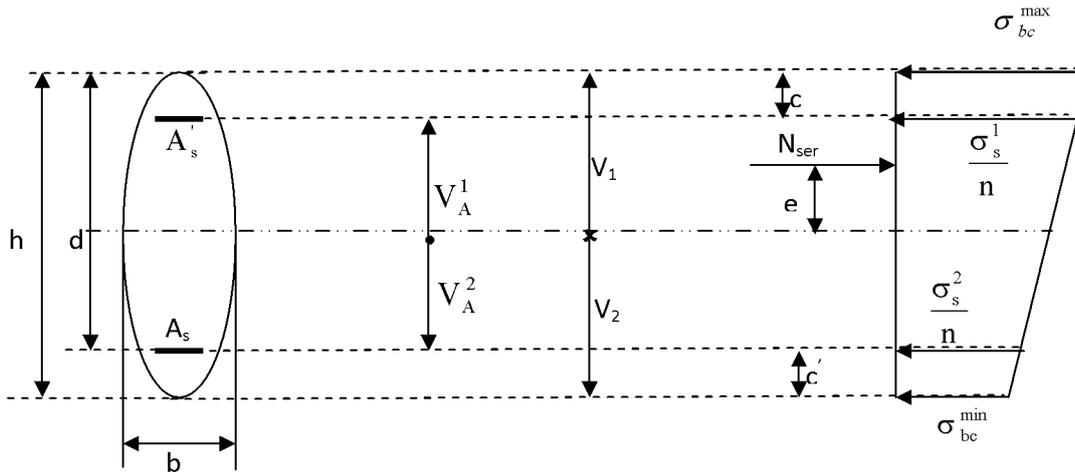
$$\sigma_{b2} = \left( \frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

Puisque :  $\sigma_{b1} \geq \sigma_{b2}$  donc il suffit de vérifier  $\sigma_{b1} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ .

$N_s$  : effort de compression a' L'ELS.

$M_s$  : Moment fléchissant a' L' ELS

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).



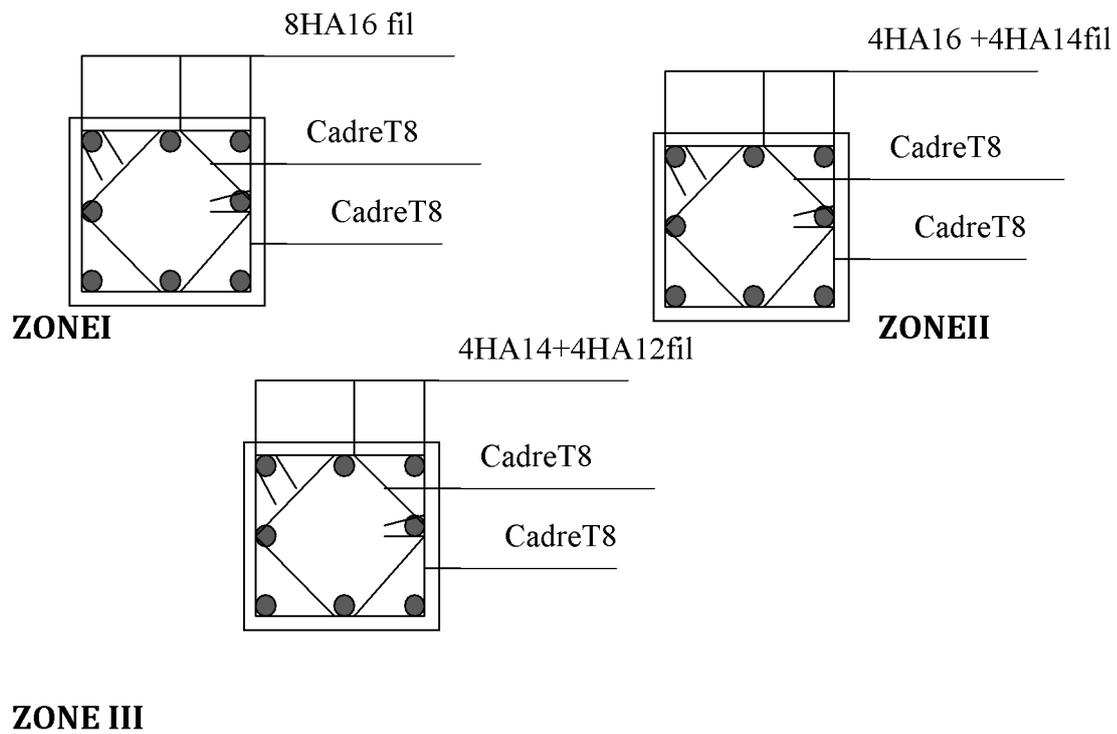
**Remarque :**

Les résultats numériques de calcul sont regroupés dans les tableaux suivants

**✚ Ferraillage des poteaux sens XX :**

NI V	N(KN)	M(KN.m)	b x h (cm <sup>2</sup> )	Obs	AS'(cm <sup>2</sup> )	AS(cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures
RDC	N <sub>max</sub> = 642.396	M <sub>cor</sub> = -36.438	45x45	SEC	0.00	0.00	6.03	3HA16
1	N <sub>min</sub> = 263.362	M <sub>cor</sub> = 33.78		SEC	0.00	0.00		
2 et 3	N <sub>cor</sub> = -140.362	M <sub>max</sub> = 36.107		SPC	0.00	4.64		
4	N <sub>max</sub> = 329.969	M <sub>cor</sub> = -21.215	40x40	SEC	0.00	0.00	5.56	2HA16+1HA14
5	N <sub>min</sub> = -135.763	M <sub>cor</sub> = 19.726		SET	0.28	3.62		
6	N <sub>cor</sub> = -135.763	M <sub>max</sub> = 19.726		SET	0.28	3.62		
7	N <sub>max</sub> = 169.037	M <sub>cor</sub> = -10.983	35x35	SEC	0.00	0.00	4.21	2HA14+1HA12
8	N <sub>min</sub> = -88.490	M <sub>cor</sub> = 10.274		SET	0.04	2.50		
9	N <sub>cor</sub> = -51.229	M <sub>max</sub> = 10.274		SPC	0.00	1.92		





Ferraillage des poteaux

## CHAPITRE VII Ferrailage des éléments

### VII.2.3 Vérification à l'ELS :

#### ▪ Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles,

Contrainte admissible de l'acier :

$$\bar{\sigma}_{st} : 348 \text{ Mpa (Contrainte admissible de l'acier)}$$

$$\bar{\sigma}_b : 15 \text{ Mpa (contrainte admissible du béton)}$$

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions x et y.

Les contraintes obtenues sont :

$\sigma_{bs}$  : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

$\sigma_{ss}$  : Contrainte max dans les aciers supérieure

$\sigma_{bi}$  : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

$\sigma_{si}$  : Contrainte max dans les aciers inférieurs

#### Remarque :

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants

Niv	N <sub>s</sub> (KN.m)	M <sub>s</sub> (KN.m)	Sect(c m2)	Obs	$\sigma_{b_{sup}}$ (MPa)	$\sigma_{b_{inf}}$ (MPa)	$\sigma_b$ (MPa)	$\sigma_{s_{sup}}$ (MPa)	$\sigma_{s_{inf}}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	observation
RDC	N <sub>max</sub> =230.06	M <sub>cor</sub> =-0.57	45x45	SEC	0.9	1.1	15	14.4	16.9	400	<b>vérifiée</b>
1	N <sub>min</sub> =-1.751	M <sub>cor</sub> =-0.43		SPC	0.0	0.0		-3.2	0.1		<b>vérifiée</b>
2et3	N <sub>cor</sub> =167.41	M <sub>max</sub> =1.1		SEC	0.8	0.7		12.2	10.6		<b>vérifiée</b>
4	N <sub>max</sub> =151.44	M <sub>cor</sub> =4.875	40x40	SEC	1.2	0.5	15	17.7	8.0	400	<b>vérifiée</b>
5	N <sub>min</sub> =68.193	M <sub>cor</sub> =0.3		SEC	0.4	0.4		6.1	5.5		<b>vérifiée</b>
6	N <sub>cor</sub> =151.536	M <sub>max</sub> =4.875		SEC	1.2	0.5		17.7	8.0		<b>vérifiée</b>
7	N <sub>max</sub> =58.812	M <sub>cor</sub> =1.647	35x35	SEC	0.6	0.2	15	8.9	4.1	400	<b>vérifiée</b>
8	N <sub>min</sub> =15.085	M <sub>cor</sub> =0.03		SEC	0.1	0.1		1.7	1.6		<b>vérifiée</b>
9	N <sub>cor</sub> =58.168	M <sub>max</sub> =1.817		SEC	0.6	0.2		9.1	3.9		<b>vérifiée</b>

#### Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

## CHAPITRE VII Ferrailage des éléments

### ▪ **Recommandations et exigences du RPA99 :**

Il doit être :  $\left\{ \begin{array}{l} > 4\% \text{ En zone courante (ZC).} \\ > 6\% \text{ En zone de recouvrement (ZR).} \end{array} \right.$

Niveaux	Section (b × h) ( cm <sup>2</sup> )	Section Adopté (cm)	$A_{max}(Z_C)$	$A_{max}(Z_R)$	Observation
RDC, 1 à 4	45x45	16.8	81	121.5	vérifiée
5 à 7	40x40	14.2	64	96	vérifiée
8 à 10	35x35	10.68	49	73.5	vérifiée

### ➤ **Diamètre des aciers :**

D'après le (BAEL 91) le diamètre des armatures transversales est au moins égale à la valeur normalisée la plus proche du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_L^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm.}$$

- Ils seront à haute adhérence, diamètre  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$ .

$$\text{Soit } 4 \text{ HA } 8 = A_t = 2.00 \text{ cm}^2$$

### ➤ **Recommandations du l'RPA 99 révisé 2003 /Art7.4.2.2 :**

#### a) **En zone nodale :**

$$S_t \leq (10\Phi_L^{\min}, 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1.2, 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm.}$$

#### b) **En zone courante :**

$$S_t \leq \min(15\Phi_L^{\min}) = 18 \text{ cm.}$$

L'écartement ( $S_t$ ) des armatures transversales sera égal à :

→ *En zone nodale*  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

→ *En zone courante*  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

## CHAPITRE VII Ferrailage des éléments

### Commentaire :

La zone nodale, très sensible aux séismes ou annexe des armatures en U superposées (Avec alternances d'orientation) afin de la consolider et ainsi, la rendre moins vulnérable (Voir schéma de ferrailage ultérieur).

La disposition des cadres dans la zone nodale est :

#### ➤ Poteaux d'étage courant :

$$h' = \max \left( \frac{h_e}{6} ; h_1 ; b_1 ; 60 \right) = \max \left( \frac{306-40}{6}, 40, 40, 60 \right) = 60$$

Soit  $h' = 60$  cm

Soit 6 cadres espacés de 10 cm.

#### ▪ Vérification de flambement :

Si l'élanement  $\lambda \leq 50$ , on ne tient pas en compte dans nos calculs du risque de flambement, et dans le cas contraire il y a lieu de le tenir en compte dans les calculs des poteaux en flexion composée.

$$\lambda_{\text{eq}} = \frac{l_f}{i} \quad , i = \sqrt{\frac{I}{B}}, L_f = 0.7 h_e$$

Avec :

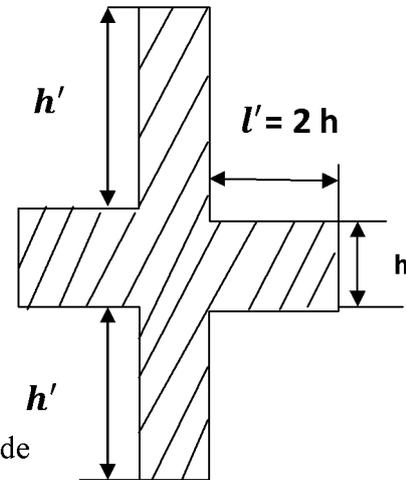
$L_f$  : longueur de flambement.

$i$  : rayon de giration.

$I$  : moment d'inertie du poteau.

$B$  : l'aire de section transversale.

$L_0$  : Hauteur du poteau.



Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Hauteur(m)	$L_f$	$\lambda$	$\lambda \leq 50$
RDC	45x45	4.08	2.576	19.88	CV
2-3-4	45x45	3.06	1.862	14.37	CV
5-6-7	40x40	3.06	1.862	16.14	CV
8-9-10	30x30	3.06	1.862	18.43	CV

#### ▪ Vérification de la quantité d'armatures transversales :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} \quad , i = \sqrt{\frac{I}{B}}, L_f = 0.7 h_e$$

## CHAPITRE VII Ferrailage des éléments

**RDC :**  $L_f = 0,7 \cdot (4,08 - 0,4) = 2,576 \text{ m}$

**ETAGES COURANTE :**  $L_f = 0,7 \cdot (3,06 - 0,4) = 1,862 \text{ m}$

➤ **Pour le cas le plus défavorable :**

**RDC :**  $L_f = 0,7 \times (4,08 - 0,4) = 2,576 \text{ m}$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2,576}{0,45} = 5,72$$

**En zone nodale :**

$$A_{\min} = 0,003 \cdot b \cdot S_t = 0,003 \times 45 \times 10 = 1,35 \text{ cm}^2$$

**En zone courante :**

$$A_{\min} = 0,003 \cdot b \cdot S_t = 0,003 \times 45 \times 15 = 2,025 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 2,02 \text{ cm}^2 \end{cases} < A_t = 2,00 \text{ cm}^2 \quad \text{condition non vérifiée}$$

Les sections minimales du RPA ne sont pas vérifiées, nous avons le choix entre augmenter le diamètre des cadres en optant pour des HA10 ou bien adopter un écartement de **10cm** constant sur toute la longueur du poteau, pour des raisons de mise en œuvre on a opté pour la deuxième option.

**En zone courante :**

$$A_{\min} = 0,003 \cdot b \cdot S_t = 0,003 \times 45 \times 10 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \end{cases} < A_t = 2,00 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

▪ **Vérification de l'effort tranchant (RPA99/Art7.4.32) :**

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

On a :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

$$\text{Avec : } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0,04 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,87 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{bu} = 0,04 \times 25 = 1,00 \text{ Mpa}$$

SECTION cm <sup>2</sup>	L <sub>f</sub>	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>b</sub>	f <sub>c28</sub>	τ <sub>bu</sub> (Mpa)
RDC	2.576	5.72	0.075	25	1.87
1-2-3	1.862	4.14	0.04	25	1.00
4-5-6	1.862	4.65	0.04	25	1.00
7-8-9	1.862	5.32	0.075	25	1.87

## CHAPITRE VII Ferrailage des éléments

- **Poteaux (45x45) :**

$$\text{Sens X : } \tau_b = \frac{13.00 \times 10^3}{400 \times 370} = 0.088 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.87 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{c v}$$

$$\text{Sens-Y : } \tau_b = \frac{14.70 \times 10^3}{400 \times 370} = 0.099 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.87 \text{ Mpa}$$

- **Poteaux (40x40) :**

$$\text{Sens X : } \tau_b = \frac{22.60 \times 10^3}{350 \times 320} = 0.20 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.87 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{c v}$$

$$\text{Sens-Y : } \tau_b = \frac{13.40 \times 10^3}{350 \times 320} = 0.120 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.87 \text{ Mpa}$$

- **Poteaux (35x35) :**

$$\text{Sens X : } \tau_b = \frac{25.30 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.310 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.87 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{c v}$$

$$\text{Sens-Y : } \tau_b = \frac{14.80 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.180 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1.87 \text{ Mpa}$$

- **Longueur de recouvrement :(BAEL91/Art6.122)**

$$L_R = 40 \Phi \quad (\text{FeE400, } \Psi_s \geq 1,5)$$

$$\rightarrow L_R = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm.}$$

### VII.3 Ferrailage des voiles :

#### VII.3.1 Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

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

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Nous allons ferrailer nos voiles par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau.

Zone 1 : RDC ; : 1<sup>ème</sup> et 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage

Zone 2 : 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étages

Zone 3 : 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> étages

Tous les voiles seront donc calculés en flexion composée en situation accidentelle, et en compression centrée en situation durable ou transitoire Sous les combinaisons :

1.35G+1.5Q ; G+Q+E et 0.8G±E

De plus une vérification sous l'effort tranchant sera effectuée.

#### VII.3.2 Ferrailage des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

##### a. Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations (N, M) les plus défavorables tel que :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{Mv}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{Mv'}{I}$$

Avec :

B: Section du béton B=eL

I : Moment d'inertie du trumeau

v, v' : Bras de levier tq : v =v' =L/2

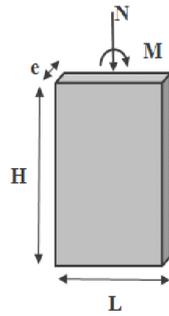
L : longueur du voile

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats robot.

- **Découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d):**

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de longueur (d) est donné par la formule suivante, qui reste applicable pour les sections entièrement et partiellement comprimées:

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) \text{ (art. 7.7.4. RPA2003)}$$



avec

$h_e$ : hauteur en treillis des planchers du voile considéré

$L_c$ : la longueur de la zone comprimée

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

- **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec : e: épaisseur du voile.

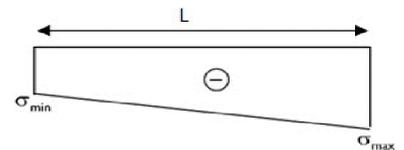
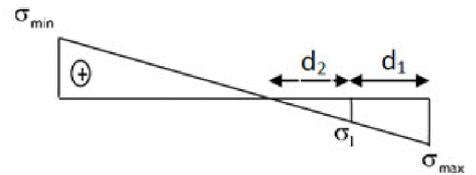
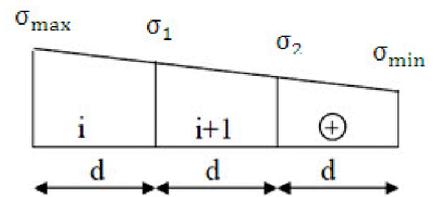
- **Section partiellement comprimée :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d_2 \cdot e$$

- **Section entièrement tendue :**

$$N = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} \cdot L \cdot e$$



**b. Armatures verticales :**

- **Section entièrement comprimée pour une bande i :**

$$A_{vi} = \frac{N_i B_i f_{c28}}{\sigma_s}$$

B : section du voile

Situation accidentelle:  $\sigma_s = 400\text{MPa}$ ,  $\sigma_{bc} = 18.48\text{MPa}$

Situation courante:  $\sigma_s = 348\text{MPa}$ ,  $\sigma_{bc} = 14.20\text{MPa}$

- **Section partiellement comprimée ou entièrement tendue pour une bande i :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Situation accidentelle:  $\sigma_s = 400\text{MPa}$

Situation courante:  $\sigma_s = 348\text{MPa}$

**a. Armatures minimales:**

- **Section entièrement comprimée :**

$A_{min} \geq 4\text{cm}^2/\text{ml}$  (Art A.8.1, 21/BAEL91 modifiées 99).

$$0.2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5\%$$

- **Section partiellement comprimée:**

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \text{ Condition non fragilité (Art. A.4.2, 1/BAEL91 modifiées 99).}$$

$$A_{\min} \geq 0.002 B \text{ Section min (Art 7.7.4. IRPA99 version 2003)}$$

B : section du tronçon considéré

- **Section entièrement tendue:**

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \text{ Condition non fragilité (Art. A.4.2, 1/BAEL91 modifiées 99).}$$

$$A_{\min} \geq 0.002 B \text{ Section min (Art 7.7.4. IRPA99 version 2003)}$$

#### d. Armatures horizontales :

- **Exigence du RPA :** (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10 \varnothing$
- La section des armatures horizontales doit être :  $A_H \geq 0.15\% \cdot B$
- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- **Exigence du BAEL** (Art A.8.2,4/BAEL 91 modifiées 99)

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

- **Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux :** (Art 7.7.4.3)

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile  $A_V$  et  $A_H \geq 0,15\% B$

Zone courante :  $A_V$  et  $A_H \geq 0,10\% B$

#### e. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

D'après l'article (7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003) :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

#### f. Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $4H_{A10}$  ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

#### g. Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

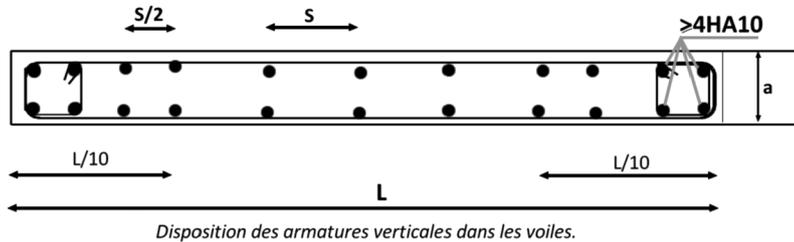
$$S_t \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(30\text{cm}, 30\text{cm}) \quad S_t \leq 30\text{cm}$$

Avec

$e$  = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm



**h. Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

40∅ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20∅ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

**i. Armatures de coutures (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003)**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad \text{avec} \quad T = 1.4 V_u$$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

**VII.3.3 Vérification:**

**a. Vérification à L'ELS:**

Pour cet état, on considère:

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Avec :

- $N_{ser}$ : Effort normal appliqué
- $B$  : Section du béton
- $A$  : Section d'armatures adoptée

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

-D'après le RPA99 (Art 7.7.2/version 2003):

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b \cdot d} \text{ avec } : v = 1.4 v_u, \text{ calculé}$$

et :

$b_0$ : Epaisseur du linteau ou du voile

$d$  : Hauteur utile ( $d=0.9h$ )

$h$ : Hauteur totale de la section brute

-D'après le BAEL(Art 5.1, 1/BAEL91 modifiées 99) :

Il faut vérifier que:

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement (Art 5.1, 2.11/BAEL91 modifiées 99)

Avec :  $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$  et  $\bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right)$  pour une fissuration préjudiciable

**b.Exemple de calcul : (zone I voile Vx1)**

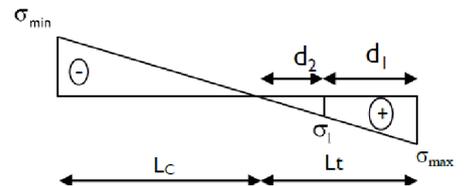
Soit à calculer le ferraillage du voile Vx2 de longueur  $L= 1.75 \text{ m}$  (RDC) et d'épaisseur  $e=20\text{cm}$ .

• **Calcul de la longueur comprimée :**

Pour ce calcul il faut qu'on détermine la contrainte max et min (courbe enveloppe) dans le voile  $V_{x1}$  qui sont comme suites : **(ZONE I)**

$$\sigma_{\max} = 2251 \text{KN/m}^2 \text{ (traction)}$$

$$\sigma_{\min} = -4007 \text{KN/m}^2 \text{ (compression)}$$



La section est partiellement comprimée **SPC**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L \implies L_c = 0.63 \text{m}$$

$$L_t = L - L_c = 1.12 \text{m}$$

• **Détermination de la longueur de la bande « d »**

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) \implies d \leq \min \left( \frac{3.68}{2}, \frac{2}{3} \cdot 0.63 \right) = 0.42 \text{m}$$

On opte pour  $d=0,70\text{m}$

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d) \sigma_{\min}}{L_t} = 1502.62 \text{KN/m}^2$$

$$N_1 = \left( \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right) d \cdot e = 385.67 \text{KN}$$

**-Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 11.10 \text{cm}^2$$

**-Armatures minimales :**

• **Armatures minimales :**

$$A_{\max} \geq \max \left( \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,002 \cdot B \right)$$

$$A_{\max} = 7.37 \text{cm}^2 \text{ donc } A_{\min} < A_{v1}$$

Donc on doit ferrailler avec  $\rightarrow A_{v1} = 11.10 \text{cm}^2$

$A_v = 5.55 \text{ cm}^2/\text{nappe}$  soit : 5HA12 avec un espacement = 15cm

La section adopte est :  $A_v = 11.3 \text{ cm}^2$

**-Armatures horizontales :**

D'après le BAEL 91 :

$$A_H = \frac{A_v}{4} = 2.83 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\text{HA}10 = 3.12 \text{ cm}^2/\text{nappe}$$

**-Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

**-Armature de couture :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e} \text{ Avec } \bar{T} = 1.4Vu = 1.1 \frac{1.4 \times 8.44 \times 1000}{400} = 0.33 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

• **Vérification des contraintes :**

$$\text{- BAEL 91 : } \tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{8.44 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1750} = 0.026 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.026 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{- RPA 2003 : } \tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{1.4 \times 8.44 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1750} = 0.037 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.037 \text{ MPa} \leq \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

$$\bullet \text{ Vérification à l'ELS : } \sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} = \frac{5.57 \times 10^3}{200 \times 1750 + 15 \times 1130} = 0.015 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.015 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

Ns : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armature adoptée

Les ferrailages sont résumés dans les tableaux suivants :

**Sens x-x: VL2 avec L=1.75m**

L=1,75m		Zone	I	II	III
caractéristiques géométriques	L[m]		1,75	1,75	1,75
	e [m]		0,2	0,2	0,2
	B [m <sup>2</sup> ]		0,35	0,35	0,35
solicitation de calcul	max [KN/m <sup>2</sup> ]		2251	1584	1550
	min [KN/m <sup>2</sup> ]		-4007	-2730	-2168
	Vu(KN)		8,44	30,85	28,832
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc [m]		0,62947427	0,64255911	0,7295589
	Lt [m]		1,12052573	1,10744089	1,0204411
	d[m]		0,7	0,7	0,7
	1		1406,21492	1001,22725	1063,26568
	2		0	0	0
	N(KN)	N1		256,005045	180,965908
N2			59,1349553	40,7940923	34,0714022
Ferrailage	Av'(cm <sup>2</sup> )	A'1	7,3564668	5,20016976	5,2565689
		A'2	1,69928033	1,17224403	0,97906328
	Amin(cm <sup>2</sup> )		7	7	7
	A adoptée(cm <sup>2</sup> )		9,04	9,04	9,04
	choix des barres /nappe		2*4HA12	2*4HA12	2*4HA12
	St(cm)		15	16	17
	AH/ml(cm <sup>2</sup> )		2,26	2,26	2,26
	choix par nappe		2*4HA10	2*4HA10	2*4HA10
At(cm <sup>2</sup> )		4epingles/m <sup>2</sup>			
Vérification des contraintes	contrainte	ζ <sub>u</sub> [Mpa ]	0,01769392	0,06467505	0,06044444
		ζ <sub>b</sub> [Mpa ]	0,02477149	0,09054507	0,08462222
	ELS	NS [KN]	5,57	3,48	1,41
		σ <sub>b</sub> [Mpa]	0,00729932	0,00461799	0,00187108

L=1,55m		Zone	I	II	III
caractéristiques géométriques	L [m]		1,55	1,55	1,55
	e [m]		0,2	0,2	0,2
	B [m <sup>2</sup> ]		0,31	0,31	0,31
sollicitation de calcul	max [KN/m <sup>2</sup> ]		3257	1314	957
	min [KN/m <sup>2</sup> ]		-4479	-1999	-1332
	Vu(kn)		29,757	29,7	29
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc [m]		0,65257885	0,61476004	0,64803408
	Lt [m]		0,89742115	0,93523996	0,90196592
	d[m]		1	1	1
	1		3629,28822	1404,98701	1061,01569
	2		0	0	0
	N(KN)	N1	688,628822	271,898701	201,801569
	N2	-37,228822	-9,09870096	-10,4015693	
Ferraillage	Av'(cm <sup>2</sup> )	A'1	19,7881845	7,81318106	5,79889567
		A'2	-1,06979373	-0,26145692	-0,29889567
	Amin(cm <sup>2</sup> )		10	10	7
	A adoptée(cm <sup>2</sup> )		11,13	11,13	11,13
	choix des barres /nappe		2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12
	St(cm)		20	21	22
	AH/ml(cm <sup>2</sup> )		2,7825	2,7825	2,7825
	choix par nappe		2*5HA10	2*5HA10	2*5HA10
	At(cm <sup>2</sup> )		4epingles/m <sup>2</sup>		
Vérification des contraintes	contrainte	ζu [Mpa ]	0,06238365	0,06226415	0,06079665
		ζb [Mpa ]	0,08733711	0,08716981	0,0851153
	ELS	NS [KN]	5,33	2,62	1,51
		σb [Mpa]	0,00698481	0,00347676	0,00200378

Sens y-yL=4.68m

<b>L=4,68</b> caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	L[m]		4,68	4,68	4,68
	e [m]		0,2	0,2	0,2
	B [m2]		0,936	0,936	0,936
sollicitation de calcul	max [KN/m <sup>2</sup> ]		733	382	406
	min [KN/m <sup>2</sup> ]		-2967	-1743	-952
	Vu(kn)		8,22	5,68	3,73
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc [m]		0,92714595	0,84129882	1,39917526
	Lt [m]		3,75285405	3,83870118	3,28082474
	d[m]		3,13	3,28	2,35
	1		611,345383	326,402067	290,811023
	2		0	0	0
	N(KN)	N1	420,780105	232,355878	163,75059
N2		38,077895	18,2361219	27,0694096	
Ferraillage	Av'(cm2)	A'1	12,0913823	6,67689305	4,70547674
		A'2	1,09419239	0,52402649	0,7778566
	Amin(cm2)		31,3	32,8	23,5
	A adoptée(cm2)		36,18	36,18	24,88
	choix des barres /nappe		2*16HA12	2*16HA12	2*11HA12
	St(cm)		20	21	22
	AH/ml(cm2)		9,045	9,045	6,22
	choix par nappe		2*15HA10	2*15HA10	2*15HA10
	At(cm2)		4 épingles /m <sup>2</sup>		
Vérification des contraintes	contrainte	ζu[Mpa ]	0,0172327	0,01190776	0,00781971
		ζb [Mpa ]	0,02412579	0,01667086	0,01094759
	ELS	NS [KN]	2,55	0,43	0,032
		σb [Mpa]	0,0033417	0,00057061	4,2464E-05

L=1,7m

L=1,7m	Zone		I	II	III
caractéristiques géométriques	L[m]		1,7	1,7	1,7
	e [m]		0,2	0,2	0,2
	B [m2]		0,34	0,34	0,34
solicitation de calcul	max [KN/m <sup>2</sup> ]		680	452	236
	min [KN/m <sup>2</sup> ]		-2325	-1652	-1086
	Vu(kn)		30,858	6,714	30,86
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Lc [m]		0,38469218	0,36520913	0,30347958
	Lt [m]		1,31530782	1,33479087	1,39652042
	d[m]		1,06	1,094	1,2
	1		548,008602	370,461028	202,78973
	2		0	0	0
	N(KN)	N1	130,168912	89,9772365	52,6547676
N2		13,9910882	8,9203635	3,98523237	
Ferrailage	Av'(cm2)	A'1	3,74048597	2,58555277	1,51306804
		A'2	0,40204276	0,25633228	0,11451817
	Amin(cm2)		10,6	10,94	12
	A adoptée(cm2)		13,56	13,56	13,56
	choix des barres /nappe		2*6HA12	2*6HA12	2*6HA12
	St(cm)		18	20	22
	AH/ml(cm2)		3,39	3,39	3,39
	choix par nappe		2*5HA10	2*5HA10	2*5HA10
At(cm2)		4epingles/m <sup>2</sup>			
Vérification des contraintes	contrainte	ζu[Mpa ]	0,06469182	0,01407547	0,06469602
		ζb [Mpa ]	0,09056855	0,01970566	0,09057442
	ELS	NS [KN]	36,41	33,48	160,34
		σb [Mpa]	0,04771421	0,04442823	0,21277245

**VIII.1 Introduction :**

Les fondations sont des éléments intermédiaires qui ont pour rôle de transmettre des efforts de la superstructure au sol. D'une manière à assurer la stabilité de l'ouvrage (le terrain d'assise)

Les fondations doivent être en équilibre sous :

- **Les sollicitations dues à la superstructure :**

La superstructure peut transmettre plusieurs types d'efforts à la fondation, tel que :

- **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- **Une force horizontale** : résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- **Un moment** : qui peut s'exercer dans de différents plans.

- **Les sollicitations dues au sol :**

Ces sollicitations sont fonction de la nature du sol et donc de sa capacité portante et donc de la contrainte admissible du sol et de la présence de la nappe phréatique

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

- ❖ **Fondations superficielles :**

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs.
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

- ❖ **Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux .
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante

- **Etude du sol :**

L'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2 bars (sol meuble).

Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée d'eau

**Remarque :**

Les semelles reposent toujours sur une couche du béton de propreté de 5 à 10cm d'épaisseur dosé à 150 Kg/m<sup>3</sup> de ciment.

**❖ Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bât. d'habitation, bât industriel, soutènement,...
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques
- Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer,...
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau,...
- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences,...
- Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

**❖ Origines des accidents pouvant survenir aux fondations :**

Les accidents survenus aux fondations sont souvent liés aux mauvais choix du type de fondations et même à l'entreprise qui les avait réalisés

**Les fondations superficielles :**

1. Fondations assises sur des remblais non stabilisés
2. Fondations ayant souffert de présence d'eau dans le sol (nappe phréatique,...)
3. Fondations hétérogènes (terrain, type de fondation,...)
4. Fondations réalisées en mitoyenneté avec des bâtiments existants (sol décomprimé, règles des 3/2,...)
5. Fondations réalisées sur des sols trop compressibles.
6. Fondations réalisées à une profondeur trop faible (hors gel non conforme,...)
7. Fondations réalisées sur des sols instables (terrain incliné, éboulement,...)
8. Environ 85% des accidents sont dus à la méconnaissance des caractéristiques des sols ou à des interprétations erronées des reconnaissances.

**Les fondations profondes :**

1. L'essentiel des sinistres rencontrés sur ce type de fondations est une reconnaissance des sols incomplets ou une mauvaise interprétation des reconnaissances.
2. Erreurs lors de l'exécution.
3. Détérioration des pieux ou puits (présence d'eaux agressives,...)

**Conclusion :**

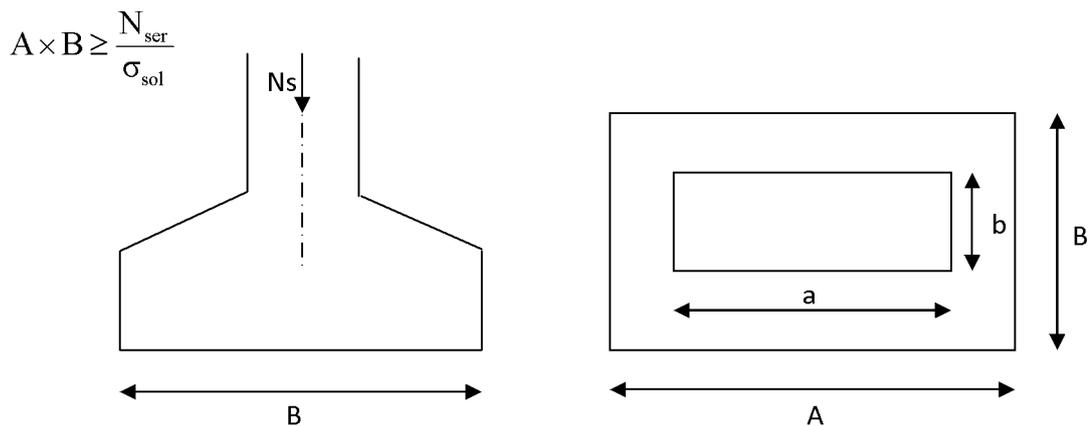
Il est vivement conseillé de faire réaliser une étude de sol avant de commencer l'étude des fondations. L'étude de sol peut faire faire des économies sur le type de fondations elle peut préconiser le déplacement du bâtiment vers une zone plus saine du terrain. Il est bien entendu cette étude sera faite avant même le dépôt de permis de construire et que la surface du terrain le permet.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles filantes et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement, on adoptera le type de semelle convenable.

Vu que notre ouvrage est important et le site d'implantation de type meuble (S3), il est vivement conseillé d'utiliser des fondations superficielles.

**VIII.2 Dimensionnement****A. Semelles isolés**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_s$  max qui est obtenue à la base du poteau le plus sollicitée.



**Figure VIII .1: Dimensionnement d'une fondation**

**Homothétie des dimensions**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{45}{45} = 1 \Rightarrow A = B \quad \text{Poteau carrée}$$

$$D'où B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

$$N_{ser} = 393.151 \text{ kN} \cdot \sigma_{sol} = 0.20 \text{ MPa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{393.15}{200}} = 1.40 \text{ m} \Rightarrow A = B = 1.40$$

**Conclusion**

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors on passe à un autre type de fondations

**B. Semelles filantes :****1) Semelles filantes sous voiles :**

Elles sont dimensionnées à ELS sous l'effort N :  $N_s = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{\text{sol}} \times L}$$

- B : Largeur de la semelle.
- L : Longueur de la semelle.
- G : Charge permanente revenant au voile considéré.
- Q : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.
- $\sigma_{\text{sol}}$  : contrainte admissible du sol. ( $\sigma_{\text{sol}} = 0.2\text{MPa}$ )

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VIII.1:** Surfaces des semelles filantes sous voiles (Sens longitudinal)

voile	$N_s=G+Q$ (KN)	L (m)	B (m)	$S=B \times L$ (m <sup>2</sup> )
V <sub>L1</sub>	1325,825	4,1	1,617	6,629
V <sub>L2</sub>	1325,825	4,1	1,617	6,629
V <sub>L3</sub>	1285,031	1,525	4,213	6,425
V <sub>L4</sub>	1027,145	3,85	1,334	5,136
V <sub>L5</sub>	1285,031	3,85	1,669	6,425
V <sub>L6</sub>	1093,279	1,525	3,585	5,466
somme	7342,136			36,711

**Tableau VIII.2:** Surfaces des semelles filantes sous voiles (Sens transversal)

voile	Ns=G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=BxL (m <sup>2</sup> )
V <sub>T1</sub>	1346.735	1,375	4,821	6,629
V <sub>T2</sub>	1343.703	1,575	4,209	6,629
V <sub>T3</sub>	1324.278	1,375	4,821	6,629
V <sub>T4</sub>	1219.010	1,375	4,821	6,629
V <sub>T5</sub>	1281.877	1,375	4,821	6,629
V <sub>T6</sub>	1367.699	1,525	4,347	6,629
V <sub>T7</sub>	1238.292	1,525	4,347	6,629
somme				46,404

La surface totale des semelles filantes sous voiles est :  $S_v = \sum S_{v1} + \sum S_{vt}$   
 $S_v = 36.771 + 46.404 = 83.175 \text{ m}^2$

**2) Semelles sous poteaux :**

- **Hypothèse de calcul**

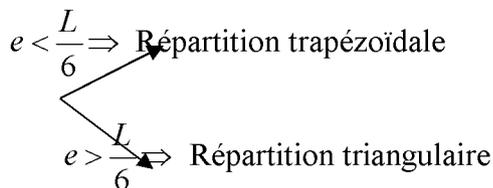
La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- **Etape de calcul :**

- ✓ Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$
- ✓ Détermination des coordonnées de la structure :  $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

**Avec :**  $e$  = excentricité par rapport au centre de gravité.

- ✓ Détermination de la distribution des charges par (ml) de semelle :



**Avec :**  $q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$  ,  $q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$  ,  $q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$

- ✓ Détermination de la résultante des charges  
On fera le calcul sur le portique longitudinal

- Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

poteau	Ni=G+Q (KN)	Mi (kN.m)	ei (m)	Ni x ei(KN.m)
1	379,742	4.884	6,275	2382,88105
2	393,151	4.361	1,825	717,500575
3	289,998	2.553	-2,075	-601,74585
4	239,126	3.623	-6,275	-1500,51565
somme	R=1302,017	15,421		998,120125

**Tableau. VIII.3:** résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau.  
Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

On a :

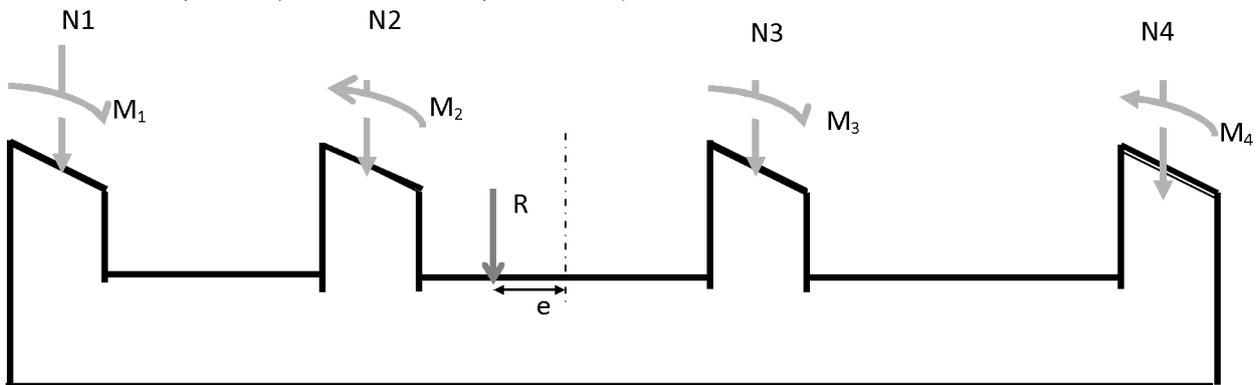
$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{998.12 + 15.421}{1302.017} = 0.79m$$

$$e = 0.79 m < \frac{L}{6} = \frac{13}{6} = 2.16m \text{ Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{1302.017}{13} \left( 1 + \frac{6x}{13} \right) = 136.67 \text{KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{1302.017}{13} \left( 1 - \frac{6x0.79}{13} \right) = 63.63 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left( 1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{1302.017}{13} \times \left( 1 + \frac{3x0.79}{13} \right) = 118.414 \text{ kN / m}$$



**Figure. VIII .2:** Semelle filant

**-Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{118.414}{200} = 0.592m \text{ on prend } B = 0.60m$$

$$\text{On aura donc, } S = B \times L = 0.6 \times 13 = 7.8m^2$$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = S \times n$

$$S_p = 7.8 \times 5 = 39 m^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 39 + 83.175 = 122.175m^2$$

La surface totale de la structure :  $s_{st} = 12.50 \times 13 = 162.5m^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{122.175}{162.5} = 0.75$$

$$S_t > 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente 75 %

**Conclusion :**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

**C. Etude du radier :**

Ce radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre.

- ✓ Rigide dans son plan horizontal,
- ✓ Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol,
- ✓ Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels,
- ✓ Facilité de coffrage et le ferrailage,
- ✓ Rapidité d'exécution,

**1. Pré dimensionnement du radier :**

$$\diamond \text{ Sous voile: } \frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$L_{\max} = 4,45m \Rightarrow 445/8 = 55.625cm \leq h \leq 445/5 = 89cm \text{ On prend : } h_n = 90cm.$$

❖ **Sous poteau :**

- ✓ La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante:

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \text{ Avec une hauteur minimale de } 25 \text{ cm}$$

$L_{\max}$  : la distance maximale entre deux poteaux successifs  $L_{\max} = 4.45 \text{ m}$

$$h_d \geq 22.25 \text{ cm} \text{ On prend: } h_d = 30 \text{ cm.}$$

- ✓ Calcul de la hauteur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur les sol, les radiers rigides 'il vérifie:

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \text{ ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique.

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40 \text{ MPa}$  pour un sol moyen.

$I$  : L'inertie de la section du radier (bande de 1m).

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux nervures successives.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,45\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.89 \text{ m}$$

$$\Rightarrow h = 90 \text{ cm}$$

### Conclusion

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant:

Hauteur des nervures :  $h_n = 90 \text{ cm}$ .

Largeur de la nervure :  $b = 50 \text{ cm}$ .

Hauteur de la dalle :  $h_d = 30 \text{ cm}$ .

### 2. Détermination des efforts :

On prend comme surface du radier celle du bâtiment.

### Remarque :

Le BAEL, nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suite :

$$l_{deb} \geq \max \left( \frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \max \left( \frac{80}{2}; 30 \text{ cm} \right) = 40 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de  $l_{deb} = 45 \text{ cm}$

Donc : la surface totale du radier :

$$S_{rad} = S_{batiment} + S_{débord} = 162.5 + (0.45 \times (12.5 + 13.00) \times 2) = 185.45 \text{ m}^2$$

### 3. Combinaisons d'actions :

$$G = 22268.10 \text{ KN}$$

$$Q = 17426.10 \text{ KN}$$

Les charges à retenir pour le calcul du radier sont:

$$\underline{\text{L'ELU}} : N_u = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q = 1.35 \times 22268.10 + 1.5 \times 17426.10 = 56201.085 \text{ KN}$$

$$\underline{\text{L'ELS}} : N_s = G + Q = 22268.10 + 17426.10 = 39694.20 \text{ KN}$$

### 4. Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\underline{\text{L'ELU}} : S_{rad}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{56201.085}{1.33 \times 200} = 181.99 \text{ m}^2$$

$$\underline{\text{L'ELS}} : S_{rad}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{39694.20}{200} = 175.30 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{rad} = \max (S_{rad}^{ELU} ; S_{rad}^{ELS}) = 181.99 \text{ m}^2$$

$S_{rad} > S_{nrad}$  Condition vérifiée. ▶

### Charge permanente :

Poids du bâtiment : 22268.10 KN

Poids du radier :  $[(185.45 \times 25 \times 0.30) + [(0.90 - 0.30) \times 25 \times 58.41]] = 2267.025 \text{ KN}$

Poids du remblai en TVO :  $(0.9 - 0.3)(185.45 - 58.41) \times 17 = 1295.808 \text{ KN}$

Poids de la dalle flottante :  $[185.45 \times 0.10 \times 25] = 463.625 \text{ KN}$

$$G_{rad} = 4026.458 \text{ KN}$$

$$G_{tot} = G_{bat} + G_{rad} = 162.5 + 4026.458 = 4188.958 \text{ KN}$$

**Combinaison d'actions :**

- **ELU:**  $N_{u \text{ total}} = N_u + 1.35 G_{\text{rad}} = 56201.085 + 1.35(4026.458) = 61636.803 \text{KN}$
- **ELS :**  $N_{s \text{ total}} = N_s + G_{\text{rad}} = 39694.20 + 4026.458 = 43720.65 \text{KN}$

**VIII.3 Vérifications :****a. Vérification à la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\}$$

$$b = 1 \text{m}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,3 = 0,27 \text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{61636.803 \times 1}{185.45} \times \frac{4,45}{2} = 639.508 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{639.508}{1 \times 0.27} = 2368.548 \text{ kN} / \text{m}^2 = 2.36 \text{MPa}$$

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

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**b. Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique

$$p \geq \alpha Z S_{\text{rad}} \gamma_w$$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier

$\alpha$  : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement  $\alpha = 1.5$

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ( $w_\gamma = 10 \text{KN/m}^3$ )

Z : Profondeur de l'infrastructure ( $h = 1.25 \text{ m}$ )

$P = 25753.32 > 3477.187 \text{KN} \Rightarrow$  pas de risque de soulèvement de la structure.

**c. Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par l'effort normal (N) et un moment (M) du aux charges verticales.

On doit vérifier que :

$$\underline{\text{L'ELU}} : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq 1.33 \sigma_{SOL}$$

$$\underline{\text{L'ELS}} : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

$$\underline{\text{Avec}} : \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} \cdot X_G \qquad \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} \cdot X_G$$

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

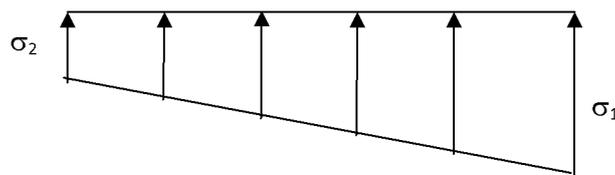
**Avec :**

$M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base de la structure ;

H : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne



**Diagramme des contraintes**

➤ **Calcul du centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 6.25m ; \qquad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 6.275m$$

**Avec :**

$S_i$  : Aire du panneau considéré ;

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

➤ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = 2288.54m^4$$

$$I_{yy} = 2115.88m^4$$

➤ **Calcul des moments :**

$$M_{xx} = 20307.8 + 5626.87 \times 0,9 = 25271.983 \text{KN.m}$$

$$M_{yy} = 41649 + 4027.91 \times 0,9 = 45274.119 \text{ KN.m}$$

	ELU				ELS				Obser
	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	$\sigma_m$	$1.33\sigma_{sol}$	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	$\sigma_m$	$\sigma_{sol}$	
<b>X – X</b>	272.070	184.034	250.06	266	213.06	160.024	199.80	200	<b>Vérifiée</b>
<b>Y- Y</b>	237.213	122.35	208.49	266	202.3	186.3	198.3	200	<b>vérifiée</b>

**d. Vérification au poinçonnement :**

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq (0,07 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}) / \gamma_b$$

**Avec :**

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

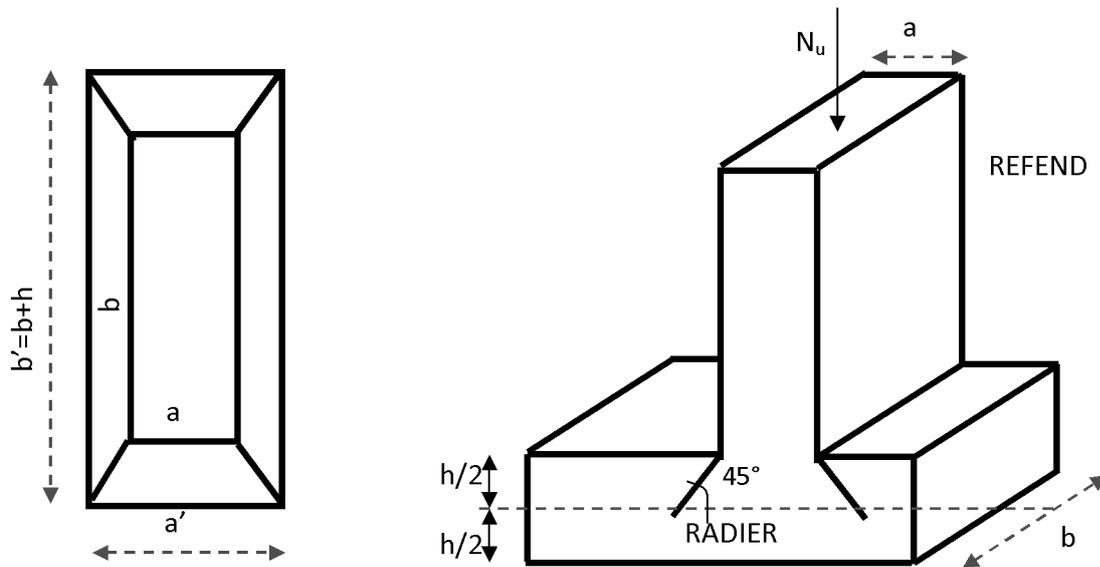


Figure. Périmètre utile des voiles et des poteaux

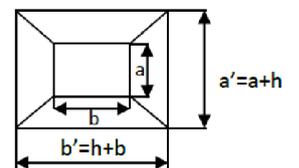
➤ Calcul du périmètre utile  $\mu_c$ :

• Poteaux :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + 2 \times 0,9) = 5.4 \text{ m}$$

$$N_u = 642.396 \text{ KN}$$

$$N_u = 642.396 \text{ kn} < (0,07 \times 5.4 \times 0,9 \times 25000) / 1.5 = 5670 \text{ KN}$$

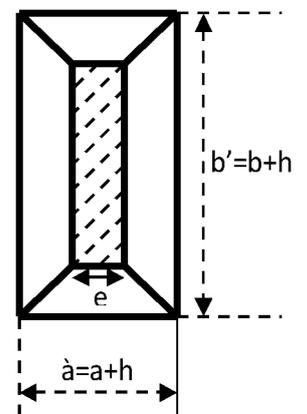


• Voile :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 0,9) = 6 \text{ m}$$

$$N_u = 420.78 \text{ KN}$$

$$N_u = 420.78 < 0,07 \times 0,9 \times 6 \times 25000 / 1.5 = 6300 \text{ KN}$$



**VIII.4 Ferrailage du radier :****A) Ferrailage de la dalle :**

Le radier se ferraille comme une dalle pleine renversé s'appuyant sur les nervures qui sont à sa partie supérieur et soumis la réaction du sol. On distingue deux cas :

❖ **1<sup>er</sup> Cas :**

Si  $\rho < 0,4$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{Et} \quad M_{oy} = 0$$

❖ **2<sup>eme</sup> Cas :**

Si  $0,4 \leq \rho \leq 1$  ; les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée  $L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée  $L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont données par les tables de **PIGEAUD**.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} (L_x < L_y)$$

**Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

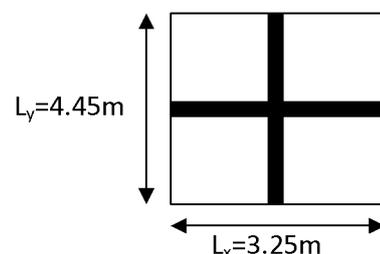
**1. Identification du panneau :**

$$L_x = 3.25 \text{ m} ; L_y = 4.45 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{325}{445} = 0,73$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_M^{\max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.



**L'E.L.U :**

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 250.06 - \frac{4026.458}{185.45} = 228.348 \text{ kN/m}^2$$

**L'E.L.S :**

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 213.06 - \frac{4026.458}{185.45} = 191.348 \text{ kN/m}^2$$

**2. Calcul a' L ELU :**

$$q_u = 228.348 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho = 0,73 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0646 \\ U_y = 0,479 \end{cases}$$

**3. Calcul des moments M<sub>0x</sub> et M<sub>0y</sub> :**

$$M_{0x} = u_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0646 \times 228.348 \times (3.25^2) = 155.81 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = u_y \times M_{0x} = 0,479 \times 155.8 = 74.628 \text{ kN.m}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront minorés en leur affectant un coefficient de (-0,5) aux appuis et (0,75) en travée

**4. Ferraillage dans le sens x - x :****➤ Aux appuis :**

$$M_{app} = -0,5M_x = -0,50 \times 155.81 = -77.905 \text{ kN.m}$$

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{77.905 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,075 \quad u_l = 0,392$$

La section est simplement armée. (SSA)

$$u_u = 0,075 \rightarrow \beta = 0.961 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M}{Bd\sigma_{st}} = \frac{77.905 \times 10^5}{0,961 \times 27 \times 348 \times 100} = 8.63 \text{ cm}^2$$

**Soit : 5HA16 = 10.05 cm<sup>2</sup>/ml ;**

*Avec : S<sub>t</sub> = 20 cm < min (3h, 33 cm)*

**➤ En travée :**

$$M_t = 0,75 \times 155.81 = 116.85 \text{ kN}$$

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{116.85 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,113 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,113 \rightarrow \beta = 0,940 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{116.85 \times 10^5}{0,940 \times 27 \times 348 \times 100} = 13.24 \text{ cm}^2$$

**Soit : 5HA20 = 15.71 cm<sup>2</sup>/ml**

Avec :  $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$ .

### **5. Ferrailage dans le sens y - y :**

➤ **Aux appuis :**

$$M_{app} = (-0,5) 74.628 = -37.314 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{37.314 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,036 < 0,392 = U_1 \text{ La section est simplement armée}$$

$$\mu_u = 0,036 \rightarrow \beta = 0,921 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{72.12 \times 10^5}{0,921 \times 27 \times 348 \times 100} = 4.35 \text{ cm}^2$$

**Soit : 5HA16 = 10.05 cm<sup>2</sup>/ml.**

Avec :  $S_t = 20 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm})$ .

➤ **En travée :**

$$Mt = 0,75 \times 74.628 = 55.971 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{55.97 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,207 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,207 \rightarrow \beta = 0,876 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{55.97 \times 10^5}{0,876 \times 27 \times 348 \times 100} = 6.80 \text{ cm}^2$$

**Soit : 5HA20 = 15.71 cm<sup>2</sup>/ml** Avec :  $S_t = 20 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm})$ .

Tableau VIII.3 :Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier

	Sens de la grande portée Y-Y	Sens de la petite portée X-X
Armatures en appuis	5 HA16/ml=10.05	5 HA16/ml
Armatures en travée	5HA20/ml=15.71	5 HA20/ml

*Les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.*

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \omega_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \text{ Avec : } \omega_0 = 0,0008 \text{ pour HA Fe E400}$$

Sens x - x :

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0,73}{2} = 2,724 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens y - y :

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Aux appuis :

$$A_{ua}^x = 10,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,724 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_{ua}^y = 10,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

En travée :

$$A_{ut}^x = 15,71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,724 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_{ut}^y = 15,71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Calcul a LELS :**

$$q_{sm} = 191,348 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\rho = 0,73 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0646 \\ U_y = 0,479 \end{cases}$$

**-Calcul des moments  $M_u$ ,  $M_y$ .**

$$M_{0x} = \mu_u \times q_s \times L_x^2 = 0,0646 \times 191,348 \times 3,25^2 = 130,56 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_u = 0,479 \times 130,56 = 62,53 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments  $M_a$ ,  $M_t$  dans les deux sens.

• **Sens xx :**

$$M_{app} = -0,5M_x = -0,5 \times 130,56 = -65,28 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_x = 0,75 \times 130,56 = 97,92 \text{ KN.m}$$

• **Sens yy :**

$$M_{app} = -0,5M_y = -0,5 \times 62.53 = -31.26 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_y = 0,75 \times 62.53 = 46.89 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	Y	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	77,905	65,28	1,19	0,075	0,044	0,345	Vérifiée
	Travée	116,85	97,92	1,19	0,113	0,044	0,345	Vérifiée
Y- Y	Appuis	37,314	31,26	1,19	0,036	0,044	0,345	Vérifiée
	Travée	55,97	46,89	1,19	0,207	0,044	0,345	Vérifiée

**B) Ferrailage de la nervure :**

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis, et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

**1. Chargement simplifié admis :**

Cela consiste à trouver la largeur de dalle (panneau) correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $l_m$ ) et le même effort tranchant (largeur  $l_t$ ) que le diagramme trapézoïdal. Ainsi sous ce chargement devenu uniformément repart et le calcul devient classique

▪ **Charge trapézoïdale :**

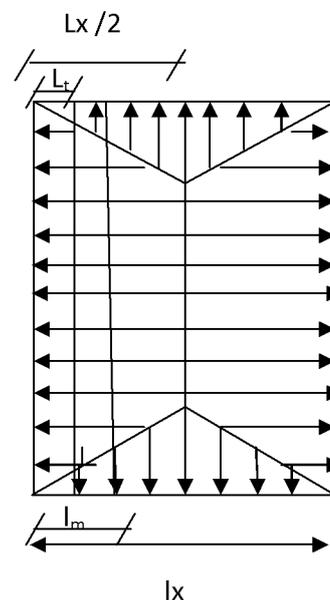
$$l_m = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) = 1.33m$$

$$l_t = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right) = 1.03m$$

▪ **Charge triangulaire :**

$$l_m = 0.333l_x = 1.08m$$

$$l_t = 0.25l_x = 0.81m$$



▪ **Charges à considérer :**

➤ **Sens longitudinal : charge trapézoïdale :y-y**

$$l_t = 1.03 \text{ m}$$

$$l_m = 1.33 \text{ m}$$

$$q_{Mu} = q_{um} \times L_m = 228.348 \times 1.33 = 303.702 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Ms} = q_{sm} \times L_m = 191.347 \times 1.33 = 254.491 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Tu} = q_{um} \times L_t = 228.348 \times 1.03 = 235.198 \text{ KN / ml.}$$

➤ **Sens transversal : charge triangulaire : x-x**

$$l_t = 0.81 \text{ m}$$

$$l_m = 1.08 \text{ m}$$

$$q_{Mu} = q_{um} \times L_m = 228.348 \times 1.08 = 146.61 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Ms} = q_{sm} \times L_m = 191.347 \times 1.08 = 206.65 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Tu} = q_{um} \times L_t = 228.348 \times 0.81 = 184.96 \text{ KN / ml.}$$

**2. Détermination des efforts :**

Le ferrailage se fera avec les moments Max aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et

Transversal.

➤ **Sens longitudinal : charge trapézoïdale :y-y**

**1. E.L.U**

○ **Calcul des armatures :**

$$M_t^{\max} = 393.44 \text{ KNm .}$$

$$M_a^{\max} = 567.93 \text{ KN.m}$$

$$b = 50 \text{ cm, } h = 90 \text{ cm, } d = 85 \text{ cm, } f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa, } \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

➤ **En travée :**

$$M_t = 393.44 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{393.44 \times 10^6}{500 \times 850^2 \times 14,2} = 0.077 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,077 \rightarrow \beta = 0.960$$

$$A_{sa} = \frac{Mt}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{393.44 \times 10^6}{0,960 \times 850 \times 348} = 13.86 \text{cm}^2$$

$$A_{as} = 13.86 \text{cm}^2 \quad \text{Soit : } 4\text{HA } 16 + 4\text{HA}14 = 14.19 \text{cm}^2$$

➤ Aux appuis :

$$M_{app} = 567.93 \text{KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{567.93 \times 10^6}{500 \times 850^2 \times 14,2} = 0.111 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,111 \rightarrow \beta = 0,941$$

$$A_{st} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{567.93 \times 10^6}{0,941 \times 850 \times 348} = 20.41 \text{cm}^2$$

$$A_{as} = 20.41 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 4\text{HA}16 + 4\text{HA}20 = 20.61 \text{ cm}^2$$

. Ferrailage des nervures aux appuis et en travées:

Zone	M (KN,cm)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	$A_u$ adoptée
<i>appuis</i>	56793	0.111	SSA	0.941	20.41	5.13	4HA16+4HA20	20.61
<i>travée</i>	39344	0.077	SSA	0.960	13.86	5.13	4HA16+4HA14	14.19

2 .Vérification à l'E.L.S :

Zone	MS KN.cm	$A_u$ cm <sup>2</sup>	$\sigma_S$ (KN/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (KN/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (KN/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (KN/cm <sup>2</sup> )	Obs
<i>Appuis</i>	25661	20.61	18.28	20.16	0.525	1.50	vérifiée
<i>Travée</i>	29344	14.19	18.72	20.16	0.575	1.50	vérifiée

➤ **Sens transversal : charge triangulaire :x-x**

**1. ELU**

○ **Calcul des armatures :**

$$M_t^{\max} = 283.1 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 458.24 \text{ KN.m}$$

$$b = 50 \text{ cm}, h = 90 \text{ cm}, d = 85 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}, \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

➤ **En travée :**

$$M_t = 283.1 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{283.1 \times 10^6}{450 \times 850^2 \times 14,2} = 0,051 < U_1 = 0,392$$

**La section est simplement armée.**

$$\mu_u = 0,051 \rightarrow \beta = 0,973$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{283.1 \times 10^6}{0,973 \times 850 \times 348} = 9.83 \text{ cm}^2$$

$$A_{as} = 9.83 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 4\text{HA}16 + 2\text{HA}12 = 10.30 \text{ cm}^2.$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_{app} = 458.24 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{458 \times 10^6}{450 \times 850^2 \times 14,2} = 0,098 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,098 \rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{458.24 \times 10^6}{0,984 \times 850 \times 348} = 15.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{as} = 15.74 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 4\text{HA}20 + 4\text{HA}14 = 18.73 \text{ cm}^2$$

**Vérification de la contrainte de cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :  $T_{u \max} = 441.90 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{441.90 \times 10^3}{500 \times 850} = 1.03 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**2. Vérification à l'E.L.S**

Zone	MS KN.cm	Au cm <sup>2</sup>	σS (KN/cm <sup>2</sup> )	σs (KN/cm <sup>2</sup> )	σbc (KN/cm <sup>2</sup> )	σbc (KN/cm <sup>2</sup> )	Obs
Appuis	18356	18.73	12.82	20.16	0.371	1.50	vérifié
Travée	2831	10.30	3.51	20.16	0.722	1.50	vérifié

**Vérification à l'ELU :**

**a) Vérification de la contrainte d'adhérence d'entraînement : (Art 6.1, 3/BAEL99)**

**On doit vérifier que**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \text{ avec } 1.5 \text{ pour HA.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{u \max}}{0.9d \sum u_i} = \frac{441.90 \times 10^3}{0.9(850) \times 251.2} = 2.29 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.29 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \qquad \qquad \qquad \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

**b) Condition de nonfragilité: (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99).**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 85 \times 2.1}{400} = 5.13 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{aligned} A_{app} &= 18.28 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.13 \text{ cm}^2 \\ A_{tra} &= 20.61 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.13 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} \text{condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

▪ **Armatures transversales :****Espacement des armatures**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} ; \text{ Soit } \phi = 10 \text{ mm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{22.5 ; 24\} = 22.5 \text{ cm}$$

$S_t = 10 \text{ cm}$  : en zone nodale

$S_t = 15 \text{ cm}$  : en zone courante

**La quantité Armatures transversale minimales :**

En zone nodale :  $A_{\min} = 0.003 S_t b = 1.5 \text{ cm}^2$

En zone courante :  $A_{\min} = 0.003 S_t b = 2.25 \text{ cm}^2$

# Conclusion generale

*L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout au long de notre cursus et d'affiner nos connaissances.*

*En effet, les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduits à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu l'occasion d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir davantage nos connaissances en Génie Civil.*

*Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calculs), comme par exemple : SOCOTEC, EXEL...et encore ROBOT version 2013 que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte des préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie.*

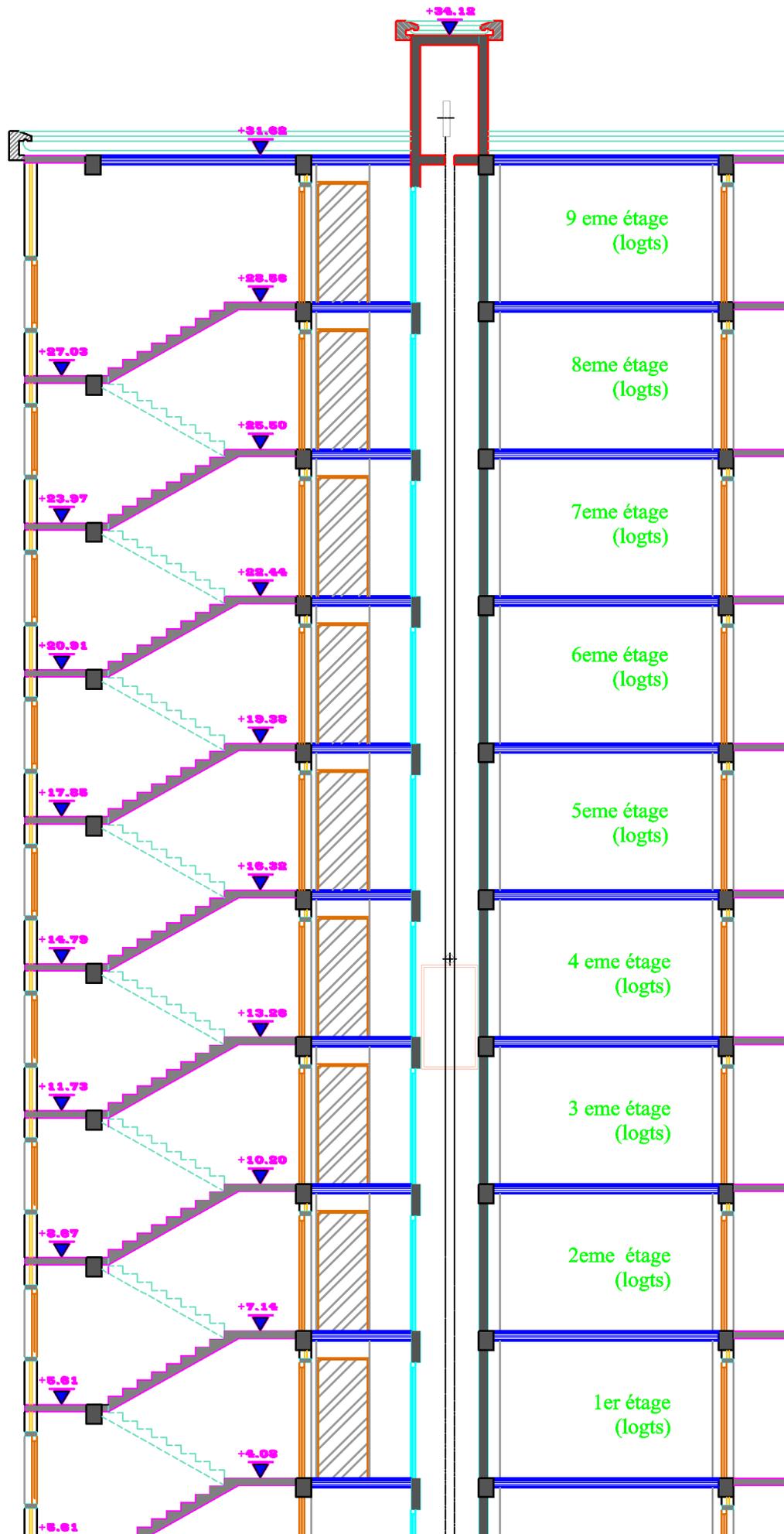
*Les résultats techniques et les illustrations de cette étude par le biais du ROBOT2013, nous ont permis de mieux comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration ; comme il nous a permis une grande rentabilité de notre travail en matière de temps et d'efficacité.*

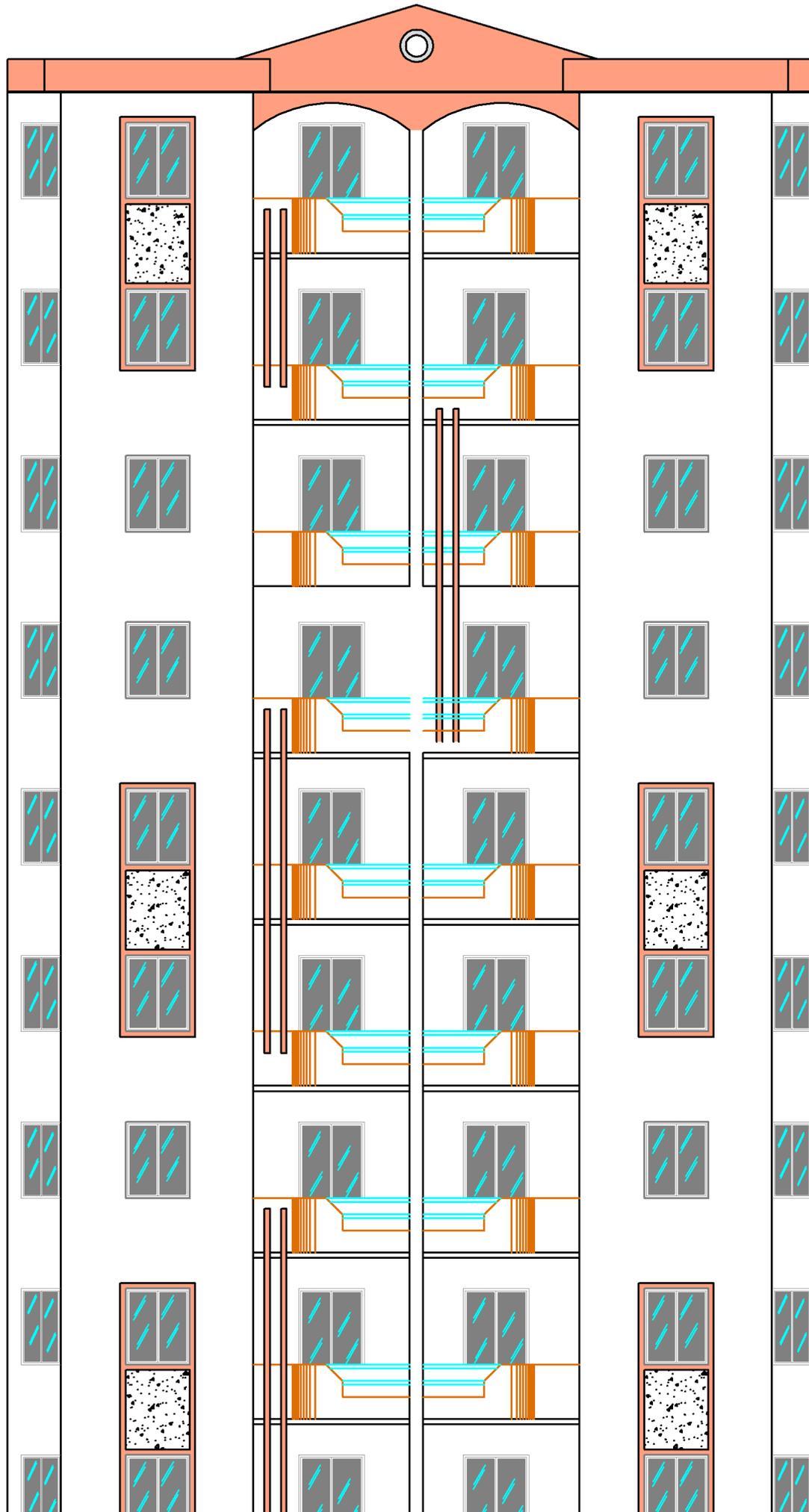
*Concernant le contreventement et la disposition des voiles, nous nous sommes aperçu que la disposition des voiles est un facteur beaucoup plus important que leur quantité et qu'elle a un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme.*

*Nous espérons, par le biais de notre présent travail, servir et contribuer aux travaux et projets des promotions à venir.*

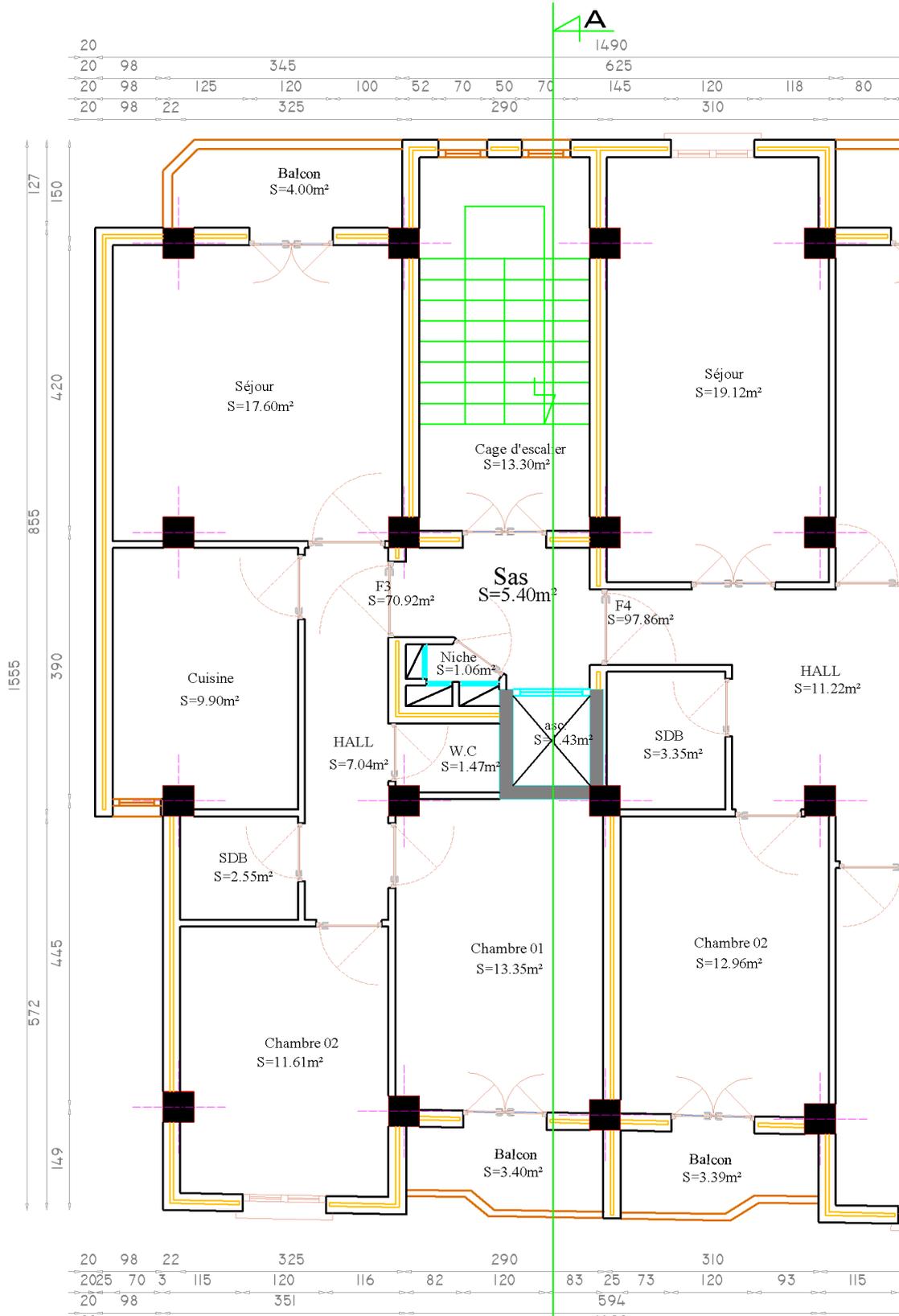
# Bibliographie

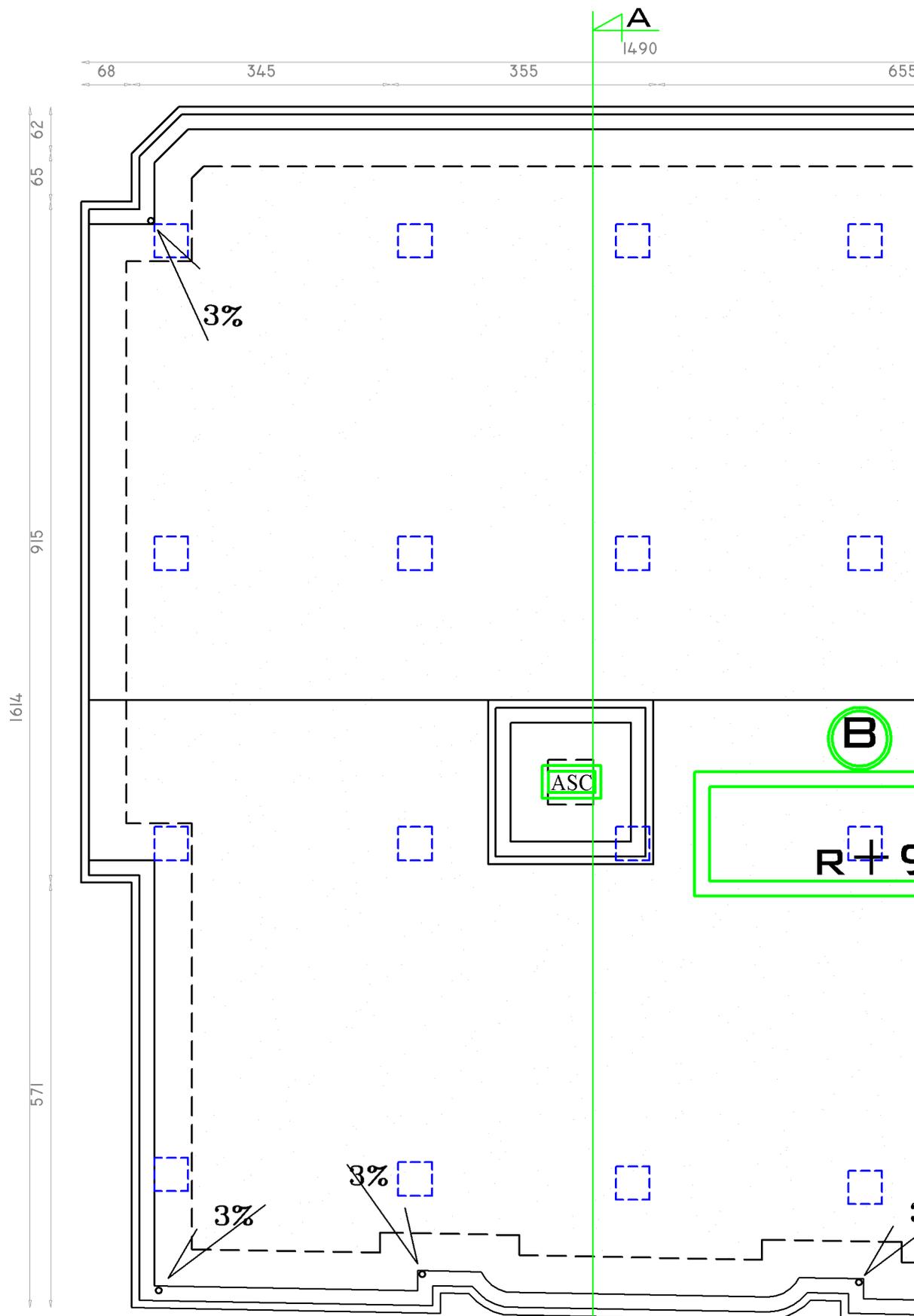
- ✚ Règles parasismique algérienne RPA 99 / version 2003.
- ✚ Règles BAEL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- ✚ Calcul des ouvrages en béton armée (Mr. BELAZOUGUI).
- ✚ Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitation.
- ✚ Cours et TD du cursus universitaire.

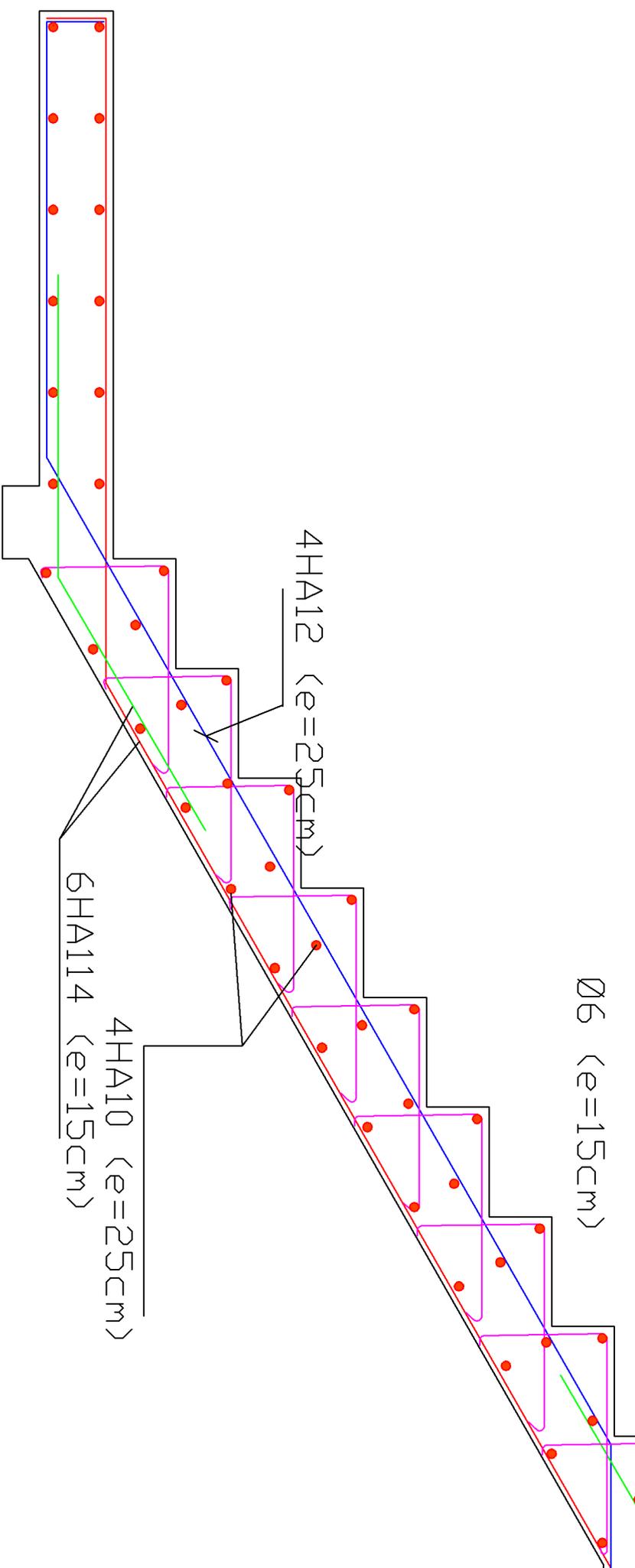






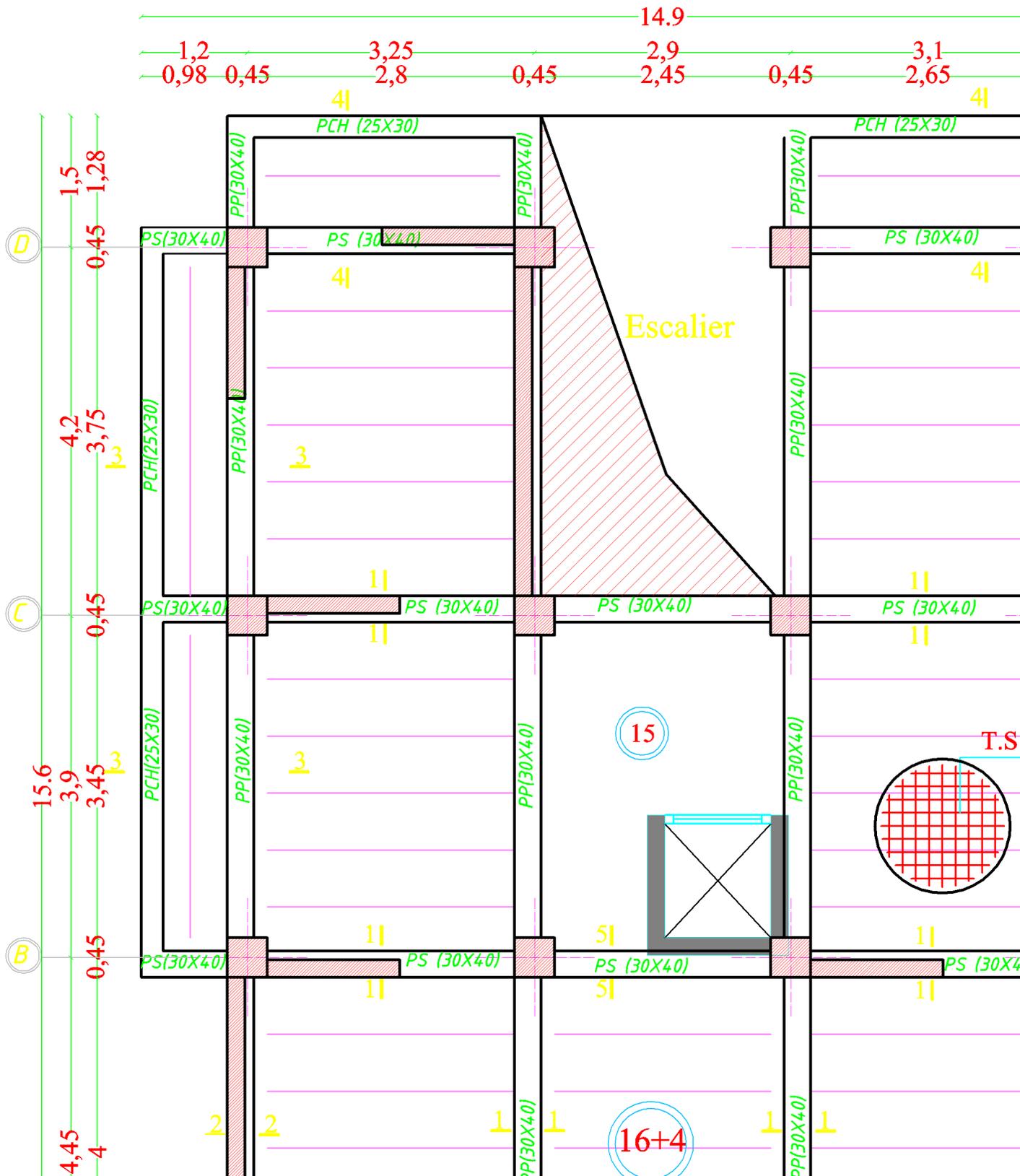




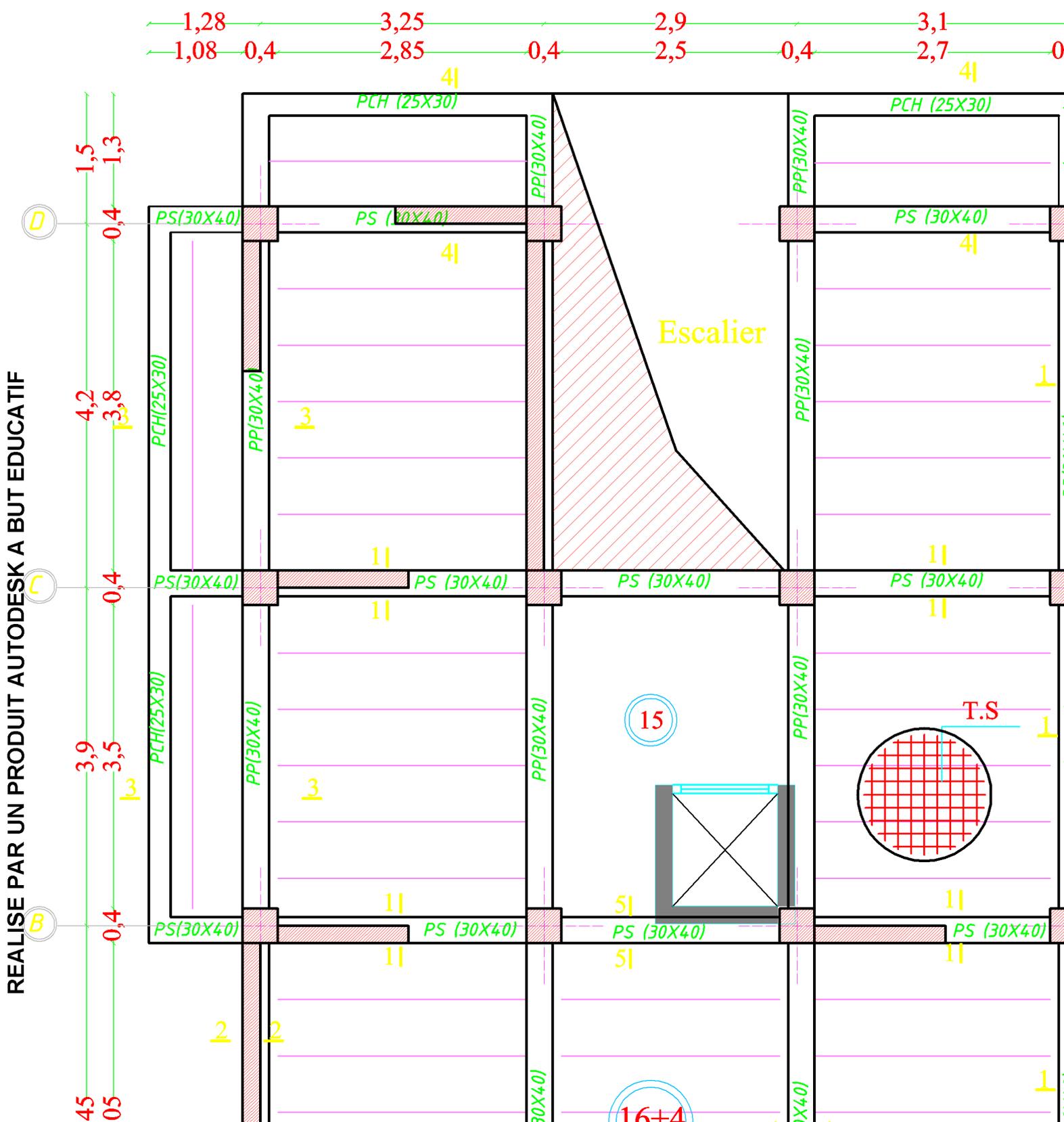


Ferraillage des escaliers

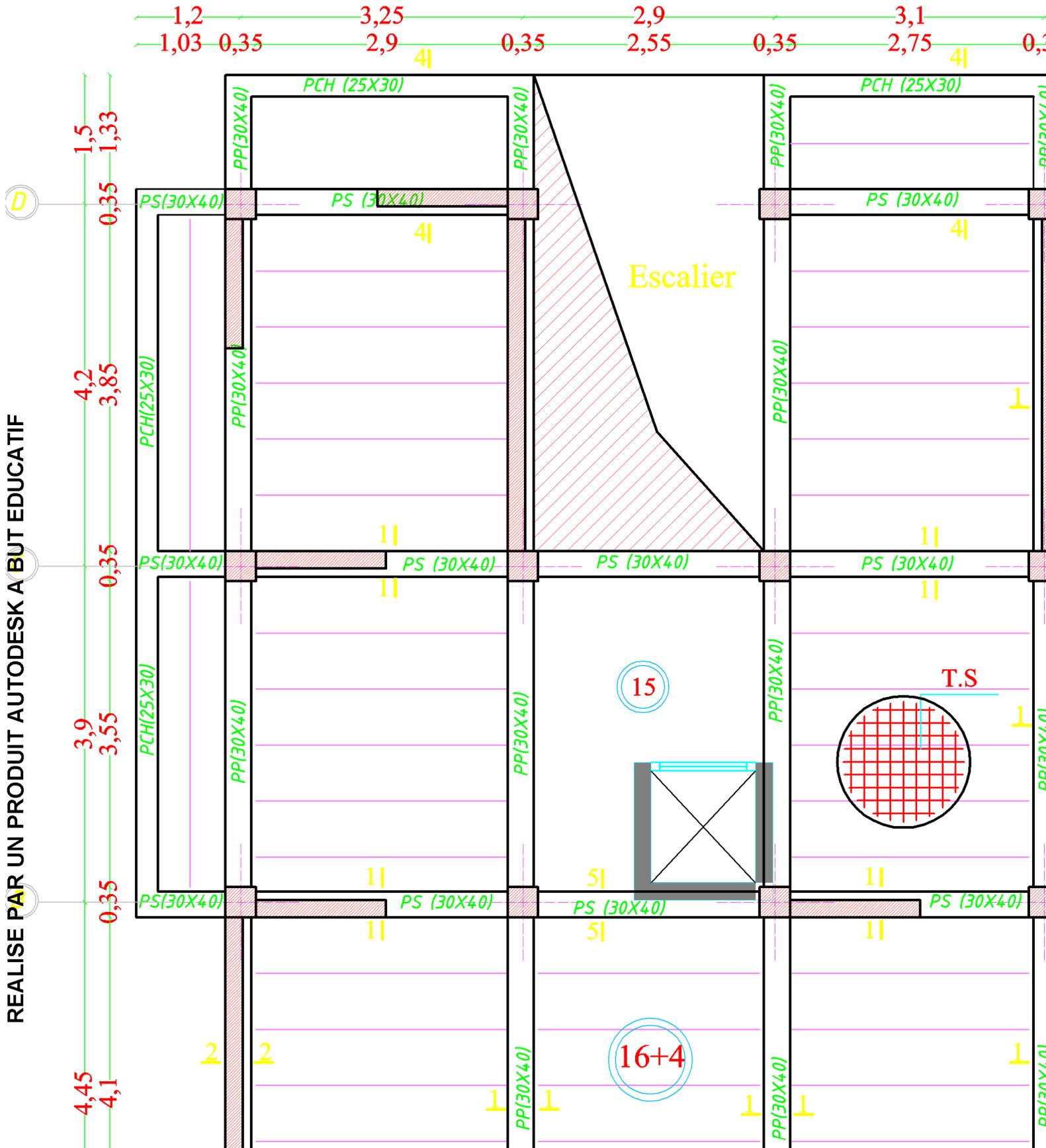
# Coffrage Du Plancher 1,2,3,4ème nive



# Coffrage Du Plancher 5,6,7ème niveau



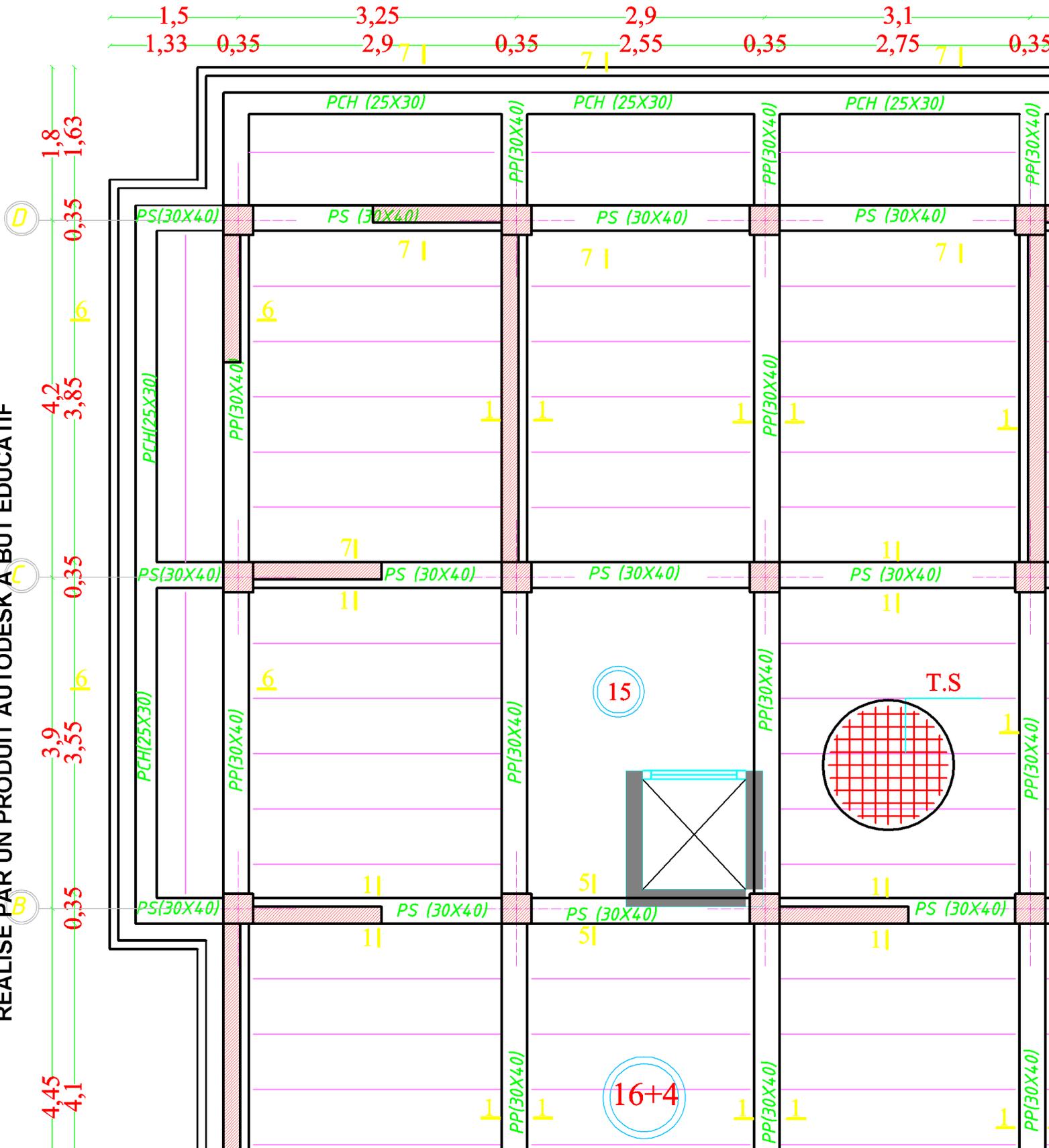
# Coffrage Du Plancher 8,9ème niveau

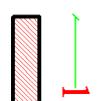
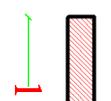
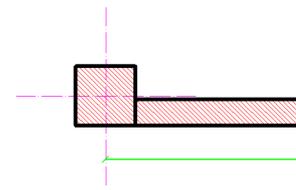
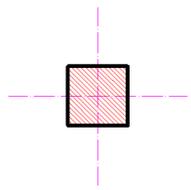
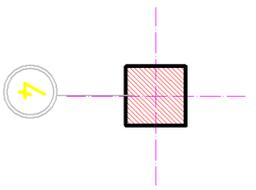
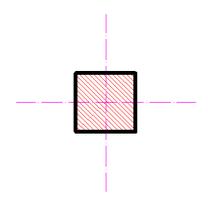
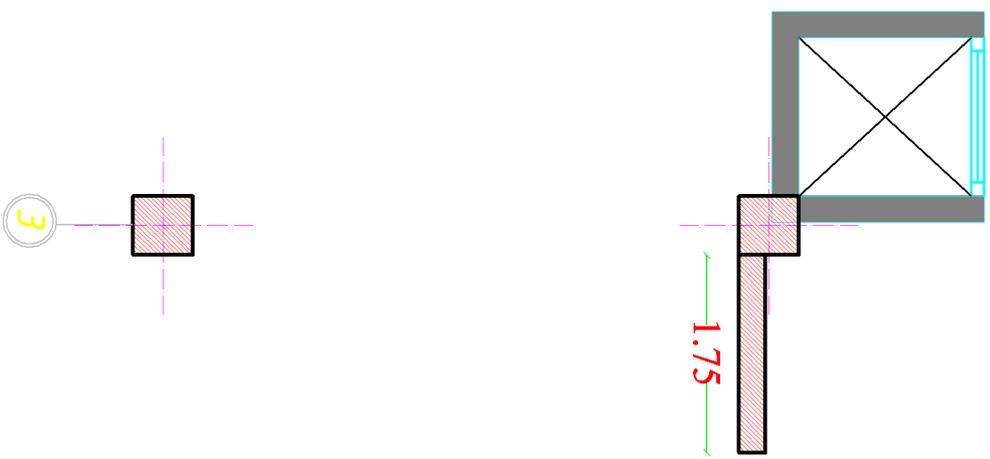
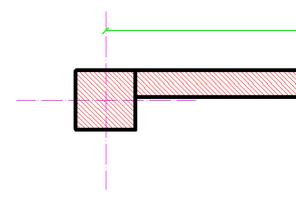
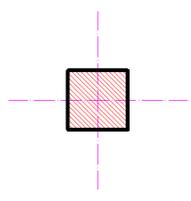
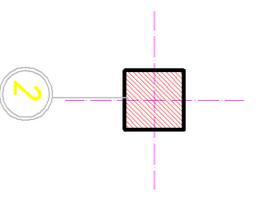
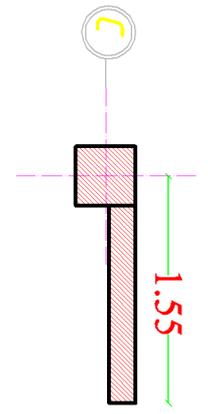
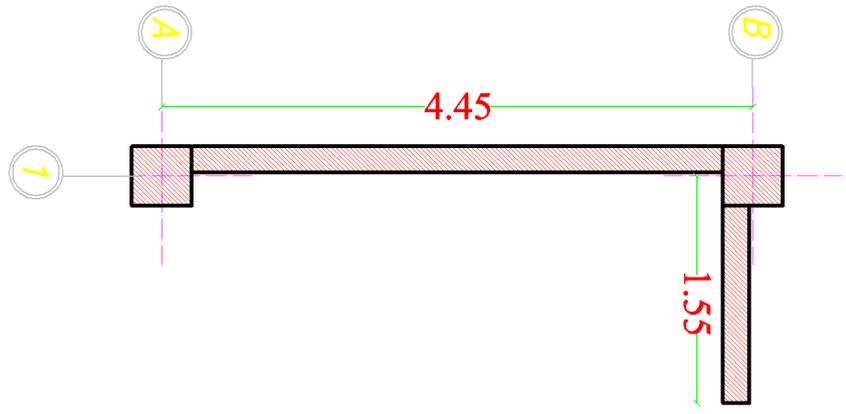


REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

# Coffrage Du Plancher 10<sup>ème</sup> niveau

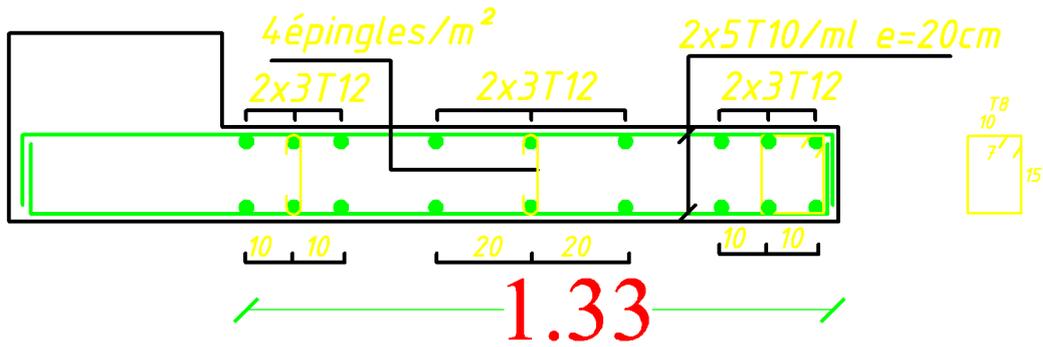
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



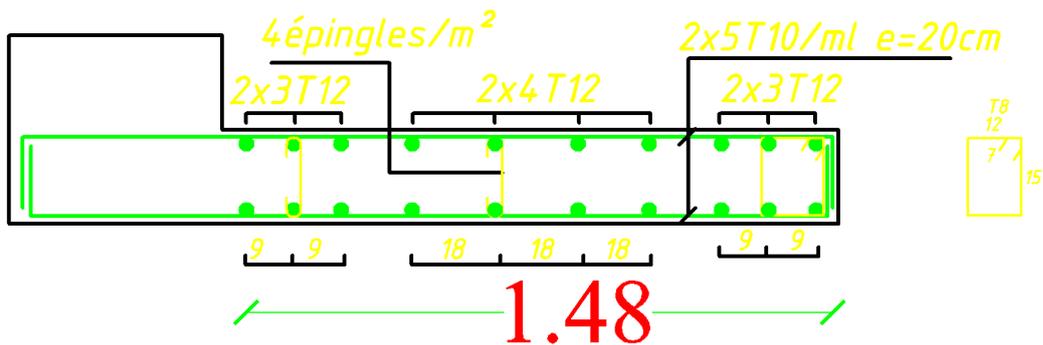




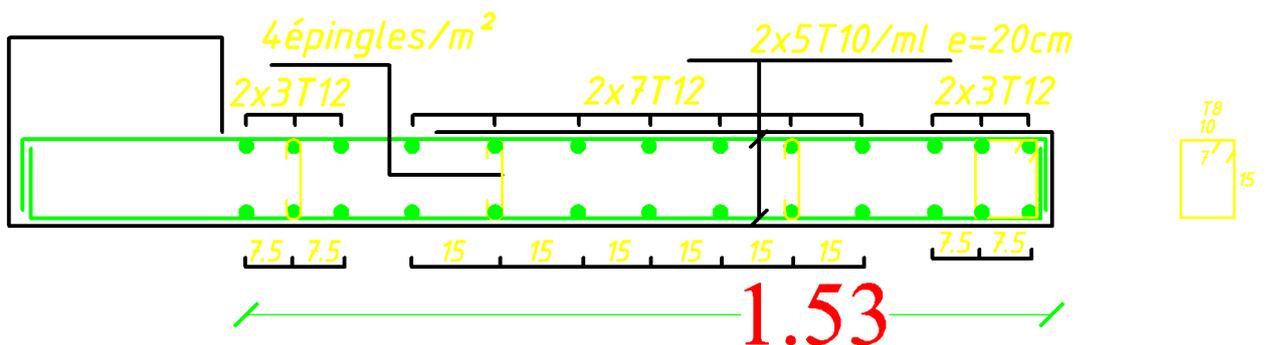
## Coupe 2-2L=1.55

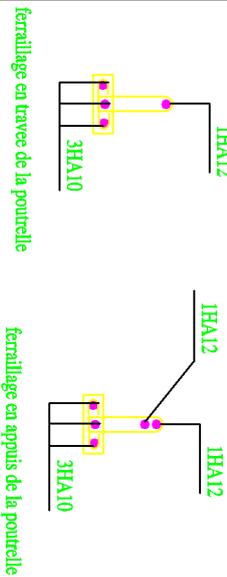


## Coupe 1-1 L=1.7



## Coupe 1-1 L=1.75

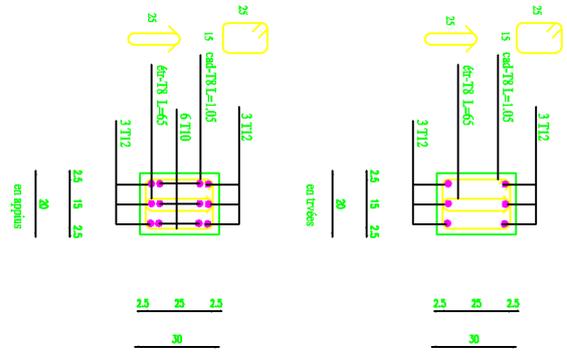
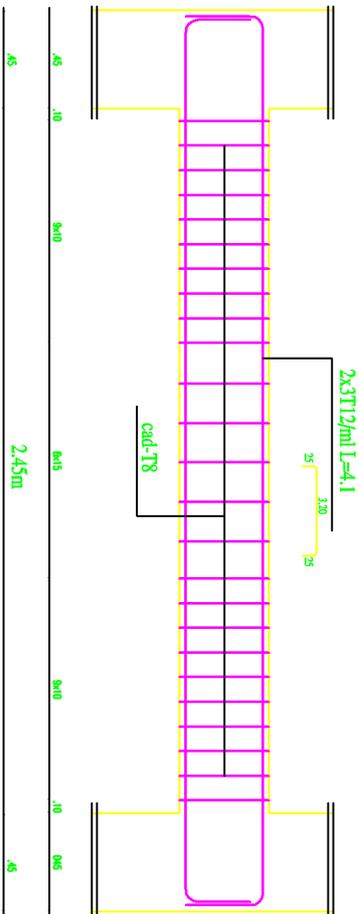




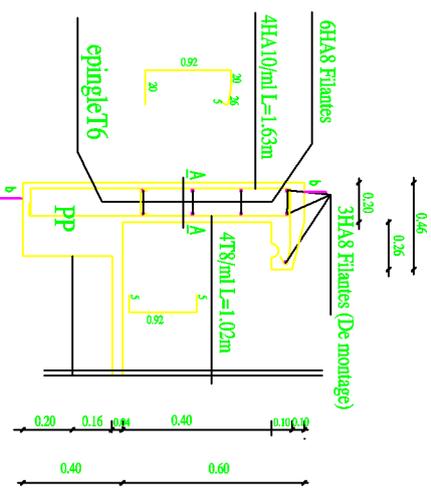
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIANT PAR Melle KACER NACERA Melle BOUMRAH SAÏDA	TITRE Plancher a usage d'habitation et commerciale ferrailages des poutrelles
DIRIGE PAR: Mame IDRES	
PROMOTION 2012/2013	PLANCHER N° ECHELLE



**FERRAILAGE POUR LE PALIERE ECH:1/102**

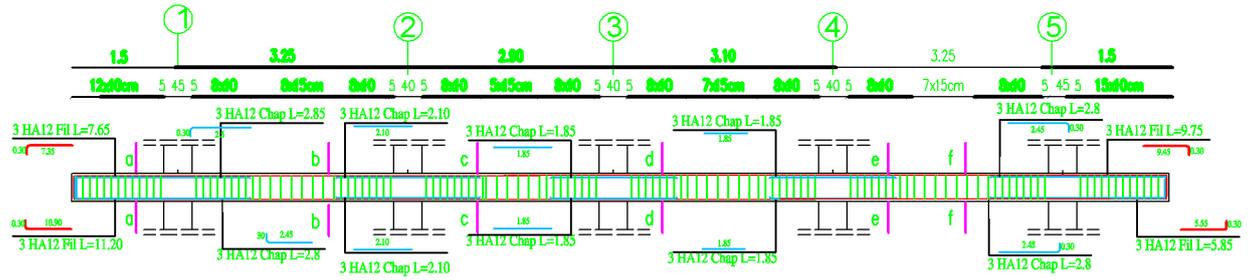


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIANT PAR Melle KACER NACERA Melle BOUMRAH SAÏDA	TITRE FERRAILAGE DE LA POUTRES PALIER
DIRIGE PAR: Mame IDRES	
PROMOTION 2012/2013	PLANCHER N° ECHELLE

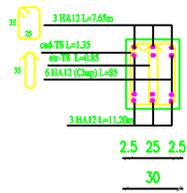


**FERRAILAGE ACROTERE DE**

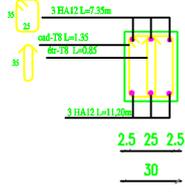
## FERRAILLAGE POUTRE SECONDAIRE AXE "C" ECH:1/20è



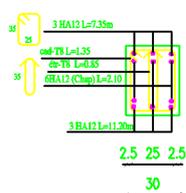
COUPE a-a ECH:1/20è



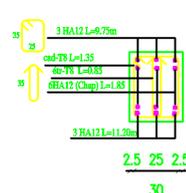
COUPE b-b ECH:1/20è



COUPE c-c ECH:1/20è



COUPE d-d ECH:1/20è



COUPE e-e ECH:1/20è



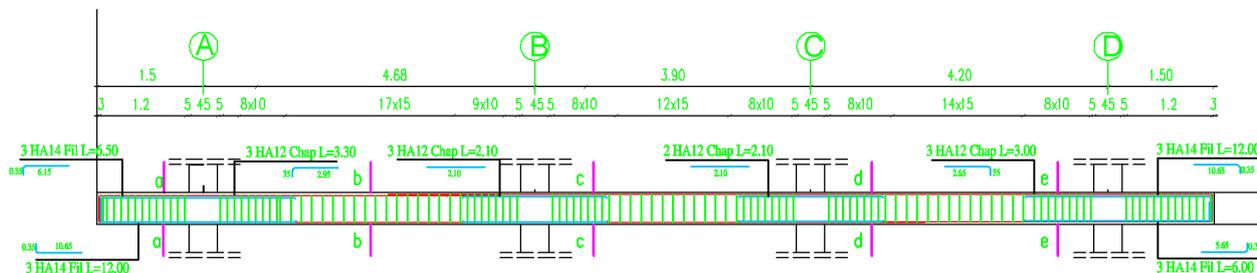
REPUBLIQUE  
UNITE

ETUDIANT  
Melle KAC  
Melle BOU

DIRIGE PAR  
Mame IDE

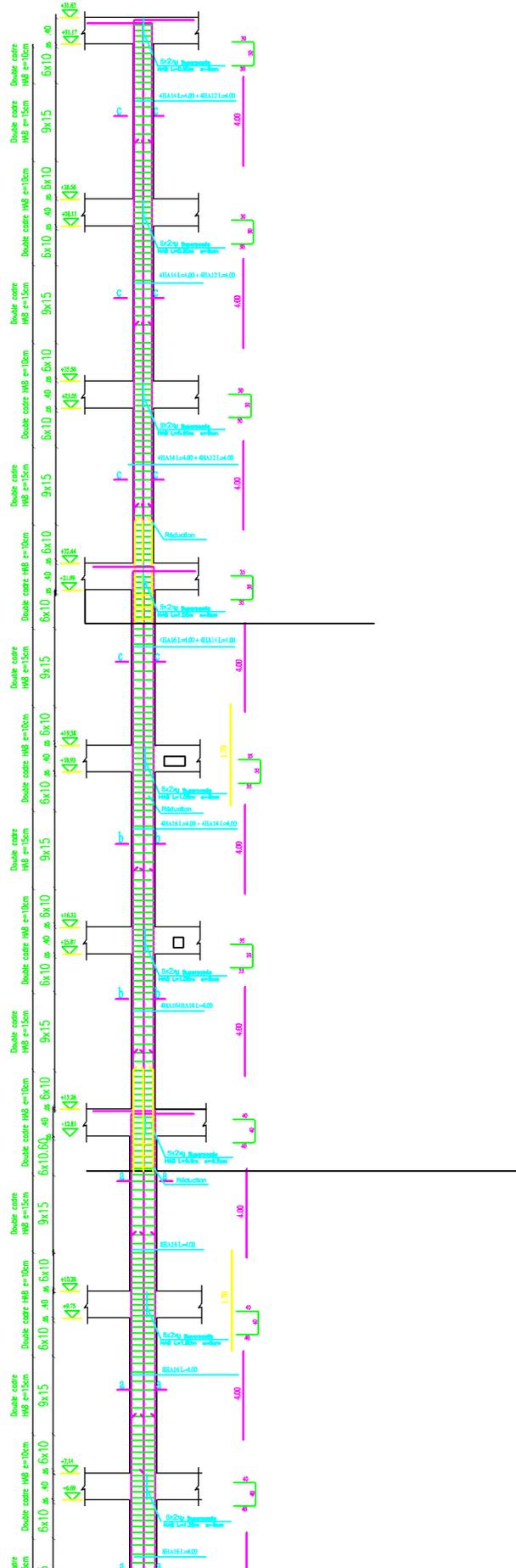
PROMOTION

## FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES ECH:1/20è



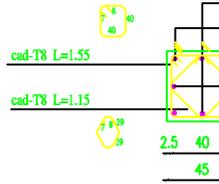
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

# FERRAILLAGE POTEAUX ECH:1/40è



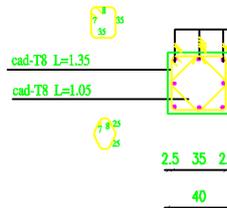
## Poteaux 1er, 2ème, 3ème et 4ème étage

### COUPE a-a ECHELLE:



## Poteaux 5ème, 6ème et 7ème étage

### COUPE b-b ECHELLE:



## Poteaux 8ème, 9ème

### COUPE c-c ECHELLE: 1

