

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DE GENIE DU LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



# MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme de master en Génie Civil  
Option Constructions civiles et industrielles

## THEME

**ETUDE D'UN BATIMENT (RDC + 8é + SS)  
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIALE,  
CONTREVENTE PAR VOILES PORTEURS  
(APPLICATION ETABS V.9.7)**



Réalisé par :

- M<sup>r</sup>. CHIKH Fatah.
- M<sup>r</sup>. DRIF Ferhat

Dirigé par :

M<sup>r</sup>. OUGUEMAT.A

Promotion 2018/2019

# REMERCIEMENTS

*Nous rendons grâce à Dieu, de nous avoir accordé le courage et la patience jusqu'à l'aboutissement de nos études et l'accomplissement de ce modeste travail.*

*Nous tenons à adresser nos vifs remerciements à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce présent mémoire.*

*Nos remerciements sont adressés tout particulièrement à notre promoteur*  
**Mr OUGUEMAT.**

*Enfin, nos vifs remerciements et notre profonde gratitude sont adressés à tous nos amis (es) qui nous ont soutenus et encouragés.*



## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

*A mes chers frères.*

*A ma chère sœur et son mari et leurs enfants **Souhaib**, **Romaissa**, et la coute coute **Sanaa**.*

*A toute ma famille sans exception.*

*A tous mes amis : sans exception.*

*En fin, je remercie mon cher binôme **Fatah** qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

**Ferhat DRIF**

## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

*A mes chers frères sans exception.*

*A toute ma famille sans exception.*

*A tous mes amis.*

*En fin, je remercie mon cher binôme SLIMANE qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

*Charafeddine*

# SOMMAIRE

## Introduction générale

**Chapitre I** : Présentation de l'ouvrage..... 1

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

## **Chapitre III** : Calcul des éléments non-structuraux

III.1 : balcon ..... 20

III.2 : Acrotère ..... 24

III.3 : Escaliers ..... 30

III.4 : poutre palière .....41

III.5 : poutre de chinage .....48

III.6 : planchers .....53

**Chapitre IV** : Modélisation et vérifications selon les exigences du RPA.....66

## **Chapitre V** : Ferrailage des éléments structuraux

V.1 : Poutres .....75

V.2 : Poteaux .....84

V.3 : Voiles.....92

**Chapitre VI** : Etude de l'infrastructure.....99

**Chapitre VII** : Mur plaque .....127

## Conclusion générale

## Bibliographie

# ***Introduction général***

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction qui permettent d'améliorer le comportement des structures et assurer une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis à des dégâts naturels tel que les séismes.

Comme l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense. Le dernier séisme dévastateur du 21 mai 2003, qui a touché les régions de centre du pays (Boumèdes, Alger et Tizi – ouzou) est un grand exemple très probant d'énormes pertes tant humaines que matérielles.

Les expertises effectuées suite au séisme 2003 ont révélé que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser. Dans notre pays, on utilise le RPA99 révisé en 2003 comme règlement parasismique.

Ces règlements sont le fruit de longues années d'expériences et de recherche approfondie, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

# **Chapitre I :**

## Présentation de l'ouvrage

## I: Présentation de l'ouvrage

Ce projet consiste en l'étude et le calcul d'un bâtiment (R+8+un sous sol) à usage multiple commerciale et habitation, cet ouvrage sera implanté à TIZI OUZOU, ville classée selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 modifié en 2003) comme étant une zone de moyenne sismicité (zone Iia).

On procède dans nos calculs conformément aux Règles Parasismiques Algériennes RPA99 version 2003, les règles techniques de conception et le calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 99).

### I.1 Règlementation utilisés et normes de conception :

L'étude du bâtiment sera menée en utilisant les codes suivants :

- Règlement parasismique algérien (**RPA 99/version 2003**)
- Règle de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé (**B.A.EL.91/modifiée99**)
- Document Technique règlementaire (**D.T.R-BC22**) charges permanentes et charge d'exploitations.
- Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (**CBA93**).

### Nature de l'ouvrage :

- Le sous sol et le RDC sont des locaux
- Le 1<sup>er</sup> étage est à usage bureautique
- Les 7 étages à usage d'habitation
- Une cage d'ascenseur
- Une cage d'escalier

### I.2 Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

L'ouvrage a comme dimension comme suite :

- Hauteur totale du bâtiment :  $H = 32.94 \text{ m}$
- Longueur totale du bâtiment :  $L = 14 \text{ m}$
- Largeur totale du bâtiment :  $B = 8 \text{ m}$
- Hauteur de sous sol et de RDC :  $H_{ss} = H_{rdc} = 4.08 \text{ m}$
- Hauteur de l'étage de service :  $H_{ser} = 3.40 \text{ m}$
- Hauteur des étages courante :  $H = 3.06 \text{ m}$

### I.3 Éléments de l'ouvrage :

#### 1. Ossature de l'ouvrage :

L'ouvrage sera réalisé en béton armé pour que celui-ci résiste à l'effort du séisme, les Règles Parasismiques Algériennes « RPA 99/Version 2003 » préconise, pour toute structure dépassant une hauteur de 14 mètres en zone Iia, une ossature mixte faite en voiles et portiques, son contreventement est assuré par deux types :

#### 2. Contreventement par portique :

C'est une ossature constituée de poteaux et poutres, qui doivent être disposés d'une façon à :

- Prendre les charges et surcharges verticales.
- Transmettre directement les efforts aux fondations.

### **3. Contreventement par voiles :**

Composé des éléments verticaux « voiles » en béton armé, disposés dans les deux sens transversal et longitudinal ; ils assurent :

- D'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse).
- Et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement).
- Ainsi ils minimisent les effets de torsion.

### **4. Les planchers :**

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et qui ont pour fonctions de :

- Supporter leurs poids propres, les charges permanentes et les surcharges d'exploitations des différents étages.
- Transmettre des efforts horizontaux aux différents éléments porteurs.
- Isolation acoustique et thermique entre les différents niveaux.
- Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.

**Dans notre projet on a deux types de dalles :**

#### **a) Dalles en corps creux :**

Sont constituées d'un remplissage en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées, disposées suivant la petite portée.

Le plancher terrasse est inaccessible, comportera un système d'étanchéité multi couches en forme de pente de 2% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales vers les conduites d'évacuation, les planchers des autres étages ont comme revêtement du carrelage scellé.

#### **b) Dalles pleines en béton armé :**

Dans notre projet, les dalles pleines en béton armé sont prévues dans les balcons, dans les paliers de repos des escaliers et dans le plancher porteur de l'appareil de levage « ascenseur »

### **5. Escalier et cage d'ascenseur :**

La bâtisse sera dotée d'une cage d'escalier qui permet l'accès aux différents niveaux, les escaliers des étages seront composés de deux volées et un palier de repos intermédiaire et celles du sous-sol seront composés de trois volées et deux paliers de repos intermédiaires, réalisées en béton armé coulé surplace.

En plus des escaliers, le bâtiment comportera une cage d'ascenseur qui servira à déplacer facilement les personnes et les différentes charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, elle sera réalisée en béton armé coulé surplace.

### **6. Maçonnerie :**

#### **c) Les murs extérieurs**

Seront réalisés en double cloison de briques creuses de 10[cm] d'épaisseur séparés d'une lame d'air de 5 [cm] .... (10+5+10).

#### **d) Les murs intérieurs :**

Se présenteront en une seule rangée de briques creuses de 10[cm] d'épaisseur.

#### **e) Revêtement :**

- Mortier ciment pour les murs de façades, la cage d'escalier et les pièces humides.
- Enduit plâtre pour les cloisons et les plafonds.

- Carrelage scellé et dalle-de-sol pour les planchers.
- Céramique et marbre pour les cuisines, les salles d'eaux et les escaliers.

### 7. Porte à faux :

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle pleine.

### 8. Acrotère :

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.60 [m] de hauteur, réalisé en béton armé coulé surplace ; il joue un rôle de sécurité et de garde de corps.

### 9. Coffrage :

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

### 10. Les fondations :

La fondation est la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise « sol », elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage puisque sa bonne conception découle la bonne tenue de l'ensemble.

Ces principaux rôles peuvent être décrits Comme suit :

- Reprendre les charges et surcharges de la structure.
- Transmettre les efforts au sol (la décente des forces).
- Assurer la stabilité sans tassement ni glissement.
- Être un organe de liaison entre la structure et le terrain.

Le choix du type des fondations dépend de la nature du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage, il passe par un compromis entre la technique et l'économie, il faut rechercher la sécurité nécessaire pour un coup minimum.

## I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Dans notre ouvrage nous irons utiliser deux matériaux : le béton et l'acier qui doivent impérativement répondre aux exigences du règlement parasismique algérien (**RPA 99/Version 2003**), ainsi qu'aux règles de béton armé (**B.A.E.L.91/modifié.99**).

### A. Béton :

Le béton est un matériau de construction, obtenu par un mélange de ciment (liant hydraulique), de granulats (sable et graviers), de l'eau de gâchage et d'adjuvant, il caractérise du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui est assez élevée par rapport à sa résistance à la traction qui est faible, de plus le béton a un comportement fragile. Il sera fabriqué mécaniquement suivant l'étude établie au laboratoire en fonction de ces matériaux.

A titre indicatif, pour 1m<sup>3</sup> de béton armé :

Granulats : Sable.....380 à 450 cm<sup>3</sup> (Dg ≤ 5mm).

Gravillons.....750 à 850 cm<sup>3</sup> (Dg ≤ 25mm).

Ciment : 300 à 400 Kg.

Eau : 150 à 200 litres

La réalité pratique conduit vers le rapport **eau/ciment = 0.5** cela pour limiter le retrait du béton et pour le maintenir il y a lieu d'ajouter les adjuvants.

**Si eau / ciment > 0.5** : un dosage trop élevé en eau, ce qui va conduire à un fort retrait.

**Si eau / ciment < 0.5** : il y a insuffisance d'eau, ce qui va conduire à un défaut de maniabilité qui entraînera un mauvais remplissage des moules et une mauvaise étanchéité.

### I.5 Résistance caractéristique du béton à la compression :

Elle sera prise à 28 j de durcissement du béton, notée  $f_{c28}$  qui est mesurée sur des éprouvettes normalisés de forme cylindrique, de diamètre  $\varnothing=16$  cm et de hauteur  $h=32$  cm (aire de 200 cm<sup>2</sup>).

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $< 28$  jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit : (Art A.2.1, 11 / BAEL 91).

$$f_{cj} = \frac{j}{(4.76+0.83j)} f_{c28} \quad \text{Pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{(1.4+0.95j)} f_{c28} \quad \text{Pour : } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour le présent projet on adoptera :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

### I.6 Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction est faible, elle représente 10% de la résistance à la compression, notée  $f_{t28}$  et qu'on peut la déduire par la relation suivante : (Art A.2.1, 12 /BAEL91)

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \text{Pour : } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$\text{À } j=28\text{j on a : } \Rightarrow f_{tj} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa} \Rightarrow f_{tj} = 2.1 \text{ MPa}$$

### I.7 Contraintes limites du béton :

#### Les états limites :

Un état limite est un état qui correspond aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lequel une structure satisfait aux conditions exigées par le concepteur. Il existe deux types d'état limite :

#### a) Etat limite ultime (ELU) :

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité, il est associé à l'un des états suivants :

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

La contrainte limite du béton à la compression qui correspond à cet état est donnée par la formule suivante (Art. A.4.3, 41 / BAEL 91) :

$$f_{cb} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta\gamma_b}$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité tel que :  $\gamma_b = 1.5 \rightarrow$  pour les situations courantes.

$\gamma_b = 1.15 \rightarrow$  pour les situations accidentelles.

$\theta$  : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des charges (t) tel que :

$\theta = 1 \rightarrow$  si  $t > 24$  heures.

$\theta = 0.9 \rightarrow$  si  $1 < t < 24$  heures.

$\theta = 0.85 \rightarrow$  si  $t < 1$  heure.

Dans notre cas, à 28j :  $f_{cb} = 14.2 \text{ MPa}$

#### b) État limite de service (ELS) :

Il correspond à un état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des contraintes ne sont plus satisfaites, les déformations nécessaires pour atteindre cet état

sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique, on distingue :

- État limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- État limite déformation (pas de flèche excessive).
- État limite d'ouverture des fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).
- La contrainte admissible de compression du béton est donnée par

(Art. A.4.5.2, BAEL 91) :  $\sigma_{bc} = 0,6.f_{cj}$

Dans notre cas :  $\sigma_{bc} = 0,6.f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$

❖ **Diagramme Contraintes -Déformations du béton :**

Dans les calculs relatifs aux états limites de résistance du béton, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels, qu'on les appelle aussi diagrammes « parabole-rectangle » suivants :

A l'ELU :

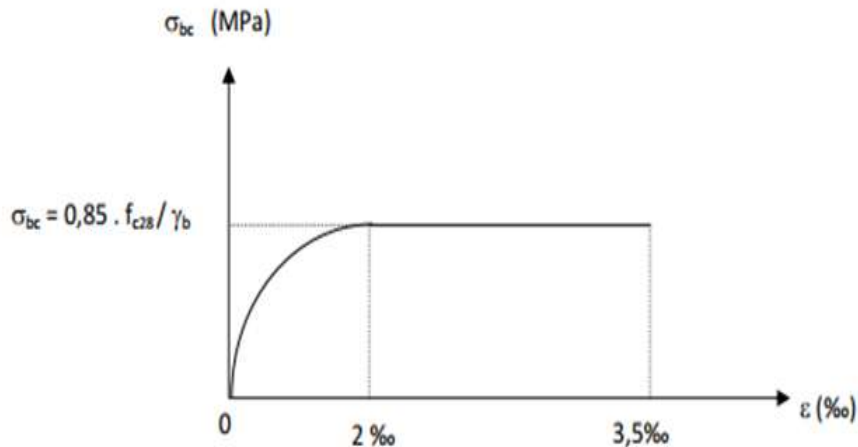


Figure I.1 : diagramme contraintes déformation du béton.

B. Les aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression. Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

❖ **Caractéristiques des aciers utilisés :**

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de [psi] scellement
Aciers en Barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 (Φ<6)	T S	520	550	8 ‰	1,3	1

Tableau I.1 : Les principales caractéristiques des aciers utilisés.

### I.8 Module d'élasticité longitudinal :

Il est noté ( $E_s$ ), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.  $E_s = 200000$  MPa

#### ❖ Diagramme contrainte déformation :

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple. Le diagramme contrainte déformation a l'allure suivante :

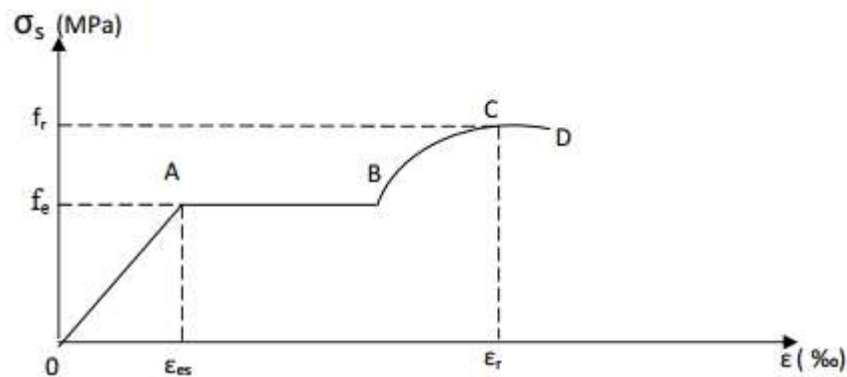


Figure I.2 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.

Avec :

$f_r$  : Résistance à la rupture

$f_e$  : Limite d'élasticité

$\epsilon_{es}$  : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier

$\epsilon_r$  : Allongement à la rupture

**On distingue du diagramme précédent 04 parties :**

- Zone OA : Domaine élastique linéaire
- Zone AB : Domaine plastique
- Zone BC : Domaine de raffermissement
- Zone CD : Domaine de striction

#### ❖ Diagramme contrainte déformation de calcul :

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant

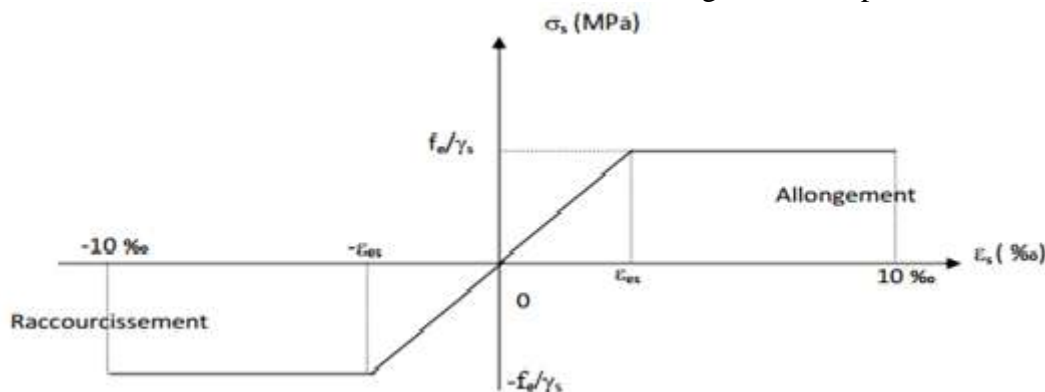


Figure I.2 : Diagramme contrainte déformation de calcul.

**I.9 Limite d'élasticité :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec  $\gamma_s$  : coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1.15$  En situation durable

$\gamma_s = 1$  En situation accidentelle

**I.10 La contrainte maximale des armatures tendues à l'ELS :**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration

❖ **Fissuration peu nuisible : (BAEL9 / Art 4-5-32)**

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

❖ **Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art 4-5-33)**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left( 0.5 f_e; \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \text{ MPa}$$

**Avec :**

$\eta$  : coefficient de sécurité :

$\eta = 1.6$ .....Pour les hautes adhérences(H.A).

$\eta = 1.0$ .....Pour les ronds lisses (R.L).

**Protection des armatures :(Art A.7-2 4 BAEL91)**

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

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

**Chapitre II :**  
Pré-dimensionnement des  
éléments

## II: Pré dimensionnement des éléments

### Introduction:

Avant d'entamer tout calcul des éléments, il faut passer par leur dimensionnement afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage et des personnes, pendant et après la réalisation.

Il nous amène à déterminer l'ordre de grandeur des sections des différents éléments de la structure, pour cela on prend comme référence le Règlement Parasismique Algérien « **RPA 99/Version 2003** » et les bases de «**BAEL 91/modifié 99**», « **CBA 93** » ainsi que le «**DTR-B. C.2.2** » (charges permanentes et charges d'exploitation).

### II.1 Les planchers:

Les planchers sont des aires horizontales limitant les différents niveaux d'un bâtiment, capables de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et ils doivent être conçus d'une façon à :

Supporter leurs poids propres et les surcharges.

Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Transmettre les efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.

#### II.1.1 Planchers en corps creux:

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

La hauteur totale du plancher  $h_t$  doit vérifier la condition suivante :  $h_t \geq \frac{l_{max}}{22.5}$

(Art B 6-8-4.24/BAEL91 modifié 99)

Avec :  $L_{max}$  : portée libre de la plus grande travée.

$h_t$  : hauteur totale du plancher.

#### Remarque :

En premier temps, nous prendrons une section minimale  $(b ; h) \geq 25 \text{ cm}^2$  exigée par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone IIa.

On a  $L_{Max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$ .

$$h_t = \frac{l_{max}}{22.5} = \frac{375}{22.5} = 16.66 \text{ cm}$$

Donc On opte pour un plancher de  $h_t = 20 \text{ cm}$  (16+4)

Avec : Epaisseur du corps creux : 16 cm, Epaisseur de la dalle de compression 4 cm

Qui sera valable pour tout le plancher.

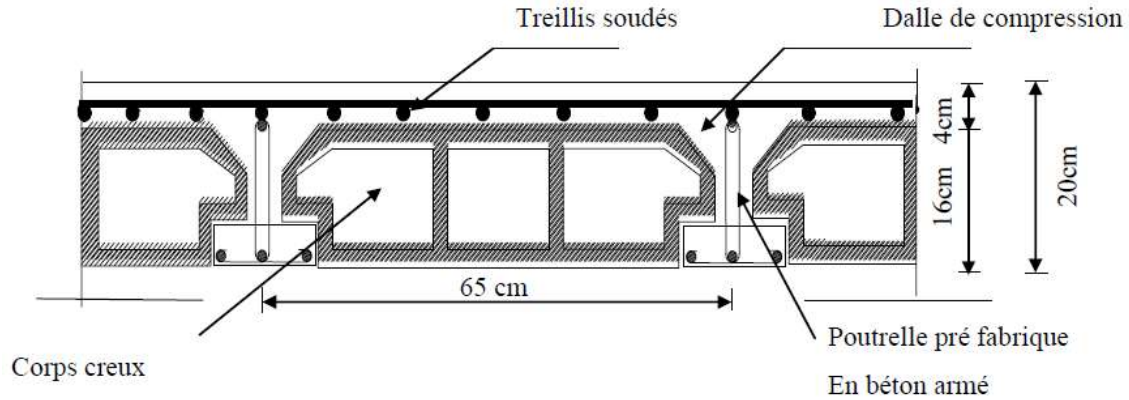


Figure II.1 : plancher en corps creux.

## II.2 Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place, elles assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles). Les dimensions des poutres isostatiques sont définies en fonction de leurs portées  $L$ , telles que :  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$  et  $0.4h \leq b \leq 0.7h$  Règlement **B.A.E.L 91 modifiée 99**

Avec :

$h$  : hauteur de la poutre.

$b$  : largeur de la poutre.

$L$  : longueur maximum entre deux appuis.

Les dimensions doivent respecter les conditions de **RPA 99 version 2003 (Art 7.5.1)**.

$h \geq 30$  cm.

$b \geq 20$  cm.

$h \div b \leq 4$ .

Dans les constructions en béton armé, on distingue deux types de poutres :

Poutres principales qui servent d'appuis aux poutrelles.

Poutres secondaires qui assurent le chaînage.

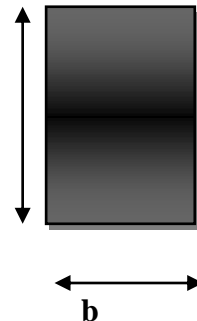
### II.2.1 Pouter principale :

**La hauteur  $h$  :** on a  $L_{Max} = 400 - 25 = 375$

$$\frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10} \longrightarrow 25 \leq h \leq 37.5 \text{ en prend } h = 35 \text{ cm.}$$

**La largeur  $b$  :**  $0.4h \leq b \leq 0.7h$

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \longrightarrow 14 \leq b \leq 24.5 \text{ en prend } b = 20 \text{ cm. } h$$



### II.2.2 Poutre secondaire :

**La hauteur  $h$  :** on a  $L_{Max} = 400 - 25 = 375$

$$\frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10} \longrightarrow 25 \leq h \leq 37.5 \text{ en prend } h = 35 \text{ cm.}$$

**La largeur  $b$  :**

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \longrightarrow 14 \leq b \leq 24.5 \text{ en prend } b = 20 \text{ cm.}$$

Les conditions sont vérifiées, alors les sections ( $b \times h$ ) adoptées pour les poutres seront comme suit :

- Poutres principales :  $(35 \times 30) \text{ cm}^2$ .
- Poutres secondaires :  $(35 \times 30) \text{ cm}^2$ .

conditions	Poutre principal	Poutre secondaire	vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	35	35	vérifier
$b \geq 20 \text{ cm}$	20	20	vérifier
$h / b \leq 4$	1.75	1.75	vérifier

Tableau II.1:Vérification des conditions exigées par le RPA.

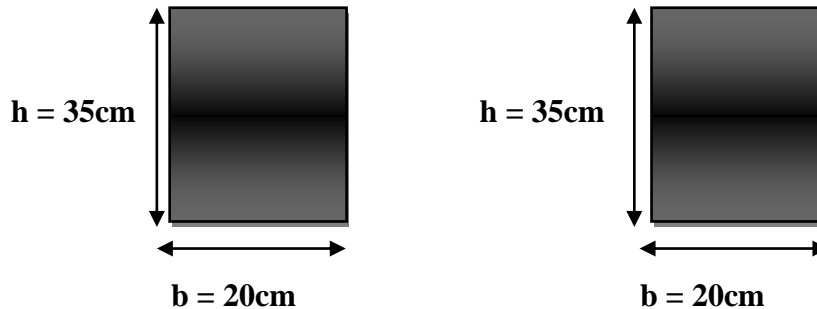


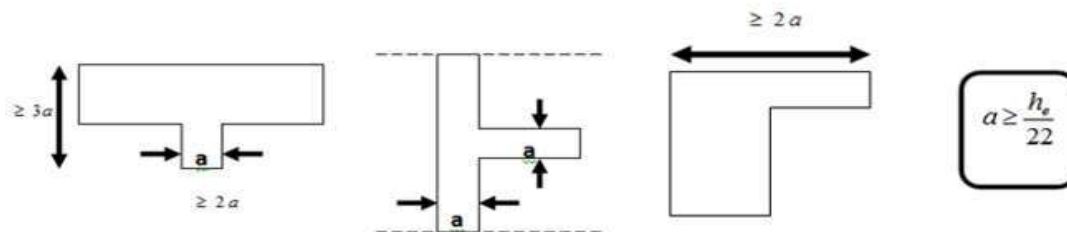
Figure II.2 : poutre principal poutre secondaire.

### II.3 Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d’une part à reprendre une partie des charges verticales et d’autre part à assurer la stabilité de l’ouvrage sous l’effet des chargements horizontaux.

D’après le **RPA 99 version 2003**, le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

**L’épaisseur du voile (e) :** Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l’étage ( $h_e$ ) et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l’épaisseur minimale est de 15cm.  $e \geq h_e / 20$  avec :  $h_e = h - e_p$  et  $e_p$  : hauteur de plancher.



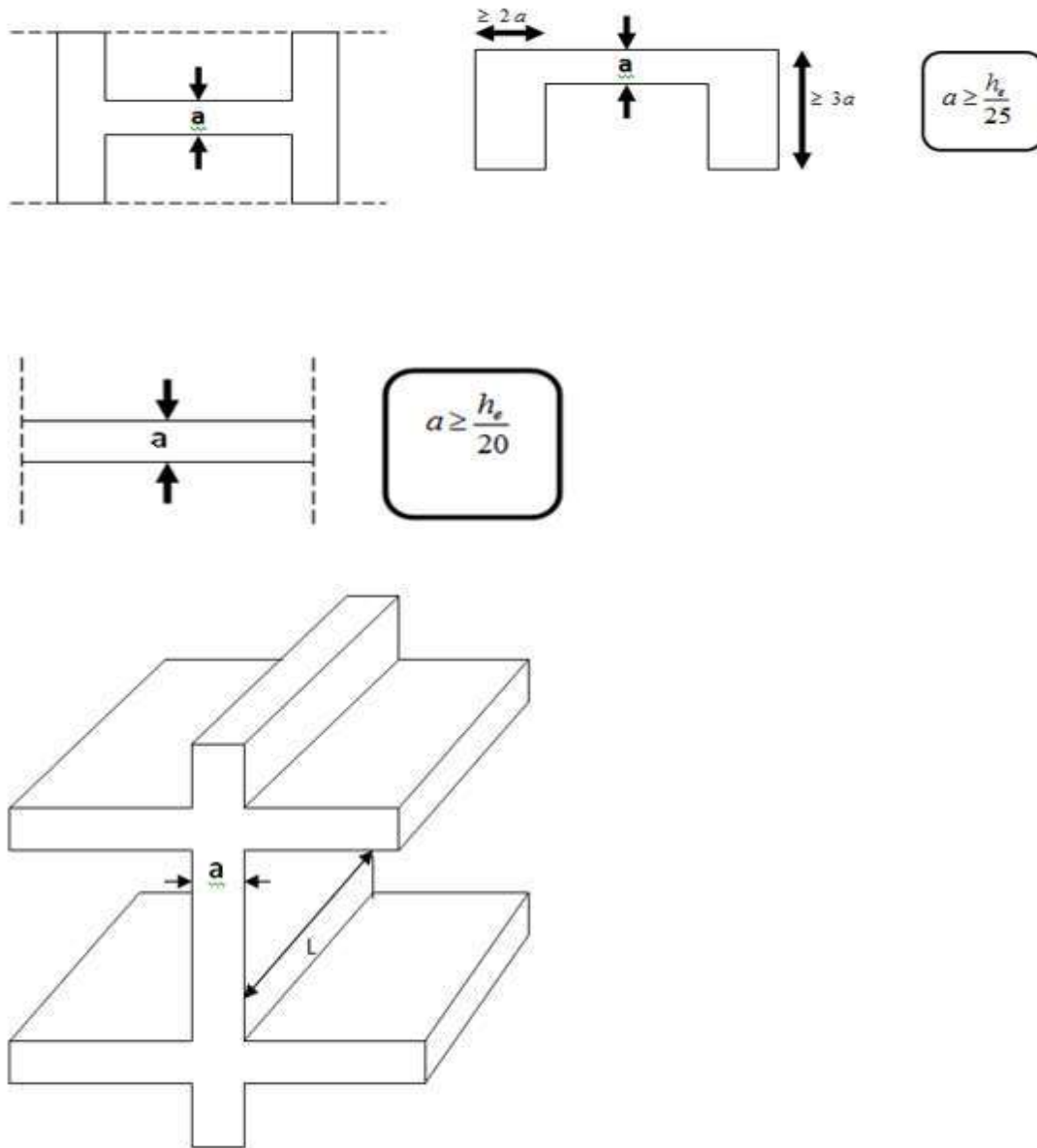


Figure II.3 : déferant type de voile.

**Pour le sous sol et le RDC :** on a  $h_e = h - ep = 408 - 20 = 388$  cm

$e \geq h_e / 20 = 378 / 20 = 19.4$  cm

**Pour l'étage de service:** on a  $h_e = h - ep = 340 - 20 = 320$  cm

$e \geq h_e / 20 = 320 / 20 = 16$  cm

**Pour les étage courant :** on a  $h_e = h - ep = 306 - 20 = 286$  cm

$e \geq h_e / 20 = 286 / 20 = 14.3$  cm

**Conclusion :** on prend  $e = 20$  cm pour tous les voiles.

On a  $L \geq 4a$  et  $a = e = 20$  cm donc  $\longrightarrow L_{\min} = 4 \times 0.2 = 0.8$  m

Donc  $L_{\min} = 80$  cm avec :  $L_{\min}$  : la portée minimal d'un voile. Et  $e$  : épaisseur de voile.

## II.4 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, selon la combinaison, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal  $N_s$ , on calculera 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 :  $s \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}}$

Avec  $\bar{\sigma}_{bc}$ : La contrainte admissible à la compression du béton égal 15 MPa

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

$N_s$  : Effort normal de compression à la base du Poteau qui est donnée par :  $N_s = (G+Q)$ .

$G$  : charge permanente et  $Q$  : charge d'exploitation

$S$  : section transversale du poteau.

### Remarque :

L'effort normal «  $N_s$  » 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.

## II.5 Descente de charges :

### ❖ Détermination des charges permanentes et de surcharges :

A. Charges permanentes :  $G = \rho \cdot e$  (kN/m<sup>2</sup>).

$G$  : charge permanente (kN/m<sup>2</sup>).

$e$  : épaisseur de l'élément (m).

$\rho$  : poids volumique (kN/m<sup>3</sup>).

#### 1. Plancher terrasse (inaccessible) :

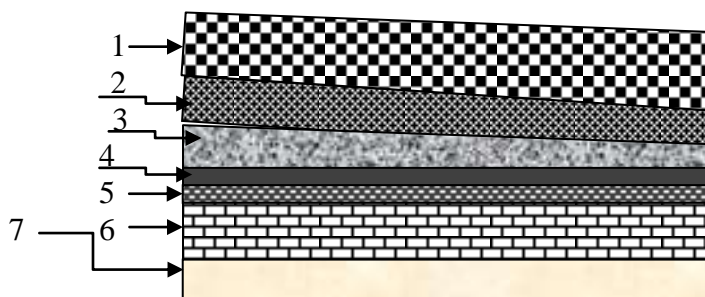


Figure II.4 : Coupe verticale d'un plancher terrasse

N <sup>o</sup>	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravillon	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multi couches	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.06	22	1.32
4	Feuille de polyane (par vapeur)	0.01	1	0.01
5	Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
6	Plancher en corps creux	0.16+0.04	14	2.80
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
<b>Charge permanente total</b>				<b>G<sub>total</sub>= 5.61</b>

Tableau II.2 : Poids des différents éléments constituant le plancher terrasse

2. Plancher des étages courant :

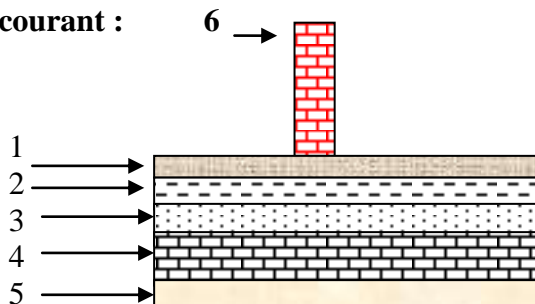


Figure II.5 : Coupe verticale d'un plancher des étages courant.

N <sup>o</sup>	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.03	20	0.60
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.16+0.04	14	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieures	0.10	9	0.90
<b>Charge permanente total G<sub>t</sub></b>				<b>G<sub>t</sub>=5.26</b>

Tableau II.3 : Poids des différents éléments constituant le plancher des étages courant.

3. Maçonnerie :

Il y a deux types du mur, mur extérieur et mur intérieur.

➤ Mur extérieur :

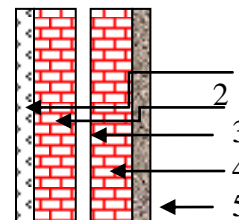


Figure II.6 : Coupe vertical d'un mur extérieur

N <sup>0</sup>	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )
1	Mortier de ciment	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
3	Lame d'air	0.05	/	/
4	Briques creuses	0.10	9	0.90
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente total G <sub>t</sub>				G <sub>t</sub> =2.20

Tableau II.4 : Poids des différents éléments constituant le mur extérieur.

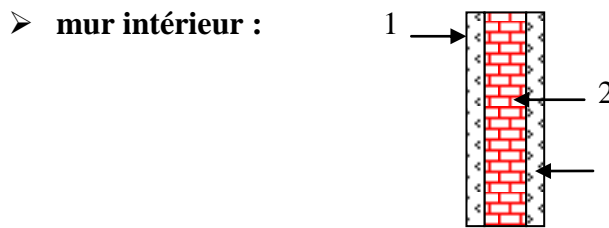


Figure II.7 : Coupe vertical d'un mur intérieur

N <sup>0</sup>	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente total G <sub>t</sub>				G <sub>t</sub> =1.30

Tableau II.5 : Poids des différents éléments constituant le mur intérieur.

4. Acrotère :

La charge permanente :  $G = \rho \times S \times 1m = 25[(0.5 \times 0.1) + (0.1 \times 0.2) - (0.03 \times 0.2)/2] \times 1 \times 25 = 1.675 \text{ KN} \rightarrow G = 1.675 \text{ KN/ml}$ .

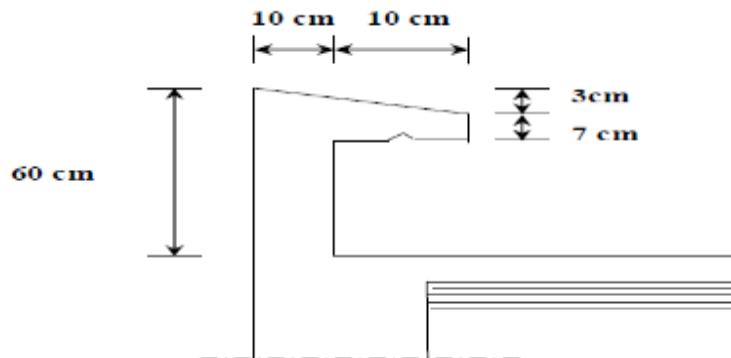


Figure II. : Coupe transversale de l'acrotère.

**B. Surcharges d’exploitations:**

Les surcharges d’exploitation sont données par le **DTR** comme suit :

Eliment	surcharges d’exploitation (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher étage courant à usage d’habitation	1.50
Plancher étage de service (1 <sup>er</sup> étage) et(RDC)	2.50
Balcons	3.50
Acrotère	1.00
Escalier	2.50

Tableau II.6 : surcharges d’exploitation.

**Surface d’influence :**

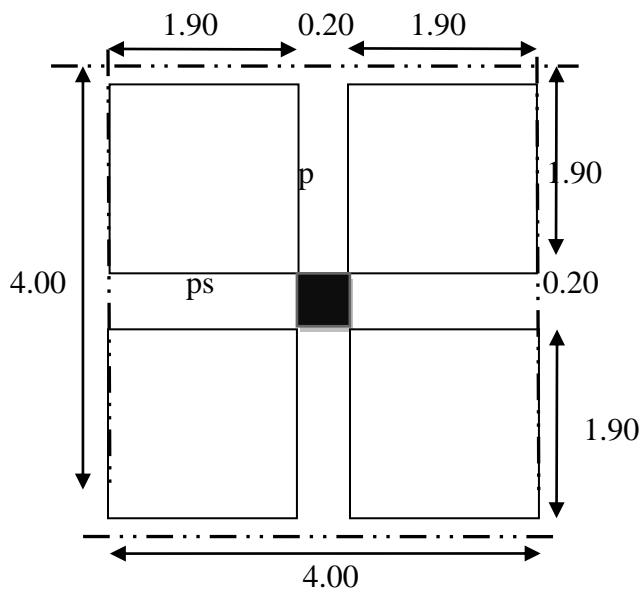


Figure II.7 : surface difffluence de poteau.

Surface d’influence de poteau.

$P_p$  : poutre principale.

$P_s$  : poutre secondaire

**Section nette :**  $S_n = (1.90 \times 1.90) \times 4 = 14.44 \text{ m}^2$ .

**Section brute :**  $S_b = (4.00 \times 4.00) = 16 \text{ m}^2$ .

**Calcul le poids revenant a chaque élément :**

1) Poids du plancher on a  $P = G \times S$ .

• **Plancher terrasse :**

$P = 5.61 \times 16 = 89.76 \text{ KN}$

• **Etage courant :**

$P = 5.26 \times 16 = 84.16 \text{ KN}$

2) Poids des poutres  $P_{\text{poutre}} = (b \times h \times \rho) \times L$

Avec :  $\rho$  : poids volumique du béton est de  $25 \text{ KN/m}^3$

$L$  : longueur de la poutre

- **Poutre principale**

$$P_p = (0.20 \times 0.35 \times 25) \times 4.00 = 7 \text{ KN.}$$

- **Poutre secondaire**

$$P_s = (0.20 \times 0.35 \times 25) \times 4.00 = 7 \text{ KN.}$$

$$\left. \begin{array}{l} P_p = 7 \text{ KN.} \\ P_s = 7 \text{ KN.} \end{array} \right\} \text{Poids totale } P_t = (P_p + P_s) = 14 \text{ KN}$$

### 3) Poids des poteaux $P_{\text{poteau}} = (b \times h \times \rho) \times L$

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leur poids, nous avons fixé les dimensions minimales qui sont donnée par le **RPA Min ( $b_1, h_1$ )  $\geq 25 \text{ cm}$  pour la zone IIa**. Pour tous les poteaux des niveaux de notre structure :  **$b=h=25\text{cm}$** .

- **Poids propre de poteaux de sous sol et de RDC :**

$$P_{\text{pot}} = (0.25 \times 0.25 \times 25) \times 4.08 = 6.37 \text{ KN.}$$

- **Poids propre de poteaux de l'étage de service :**

$$P_{\text{pot}} = (0.25 \times 0.25 \times 25) \times 3.40 = 5.31 \text{ KN.}$$

- **Poids propre de poteaux des étages courants :**

$$P_{\text{pot}} = (0.25 \times 0.25 \times 25) \times 3.06 = 4.78 \text{ KN.}$$

### 4) Surcharge d'exploitation :

- **Plancher terrasse :**

$$Q_o = 1.00 \times 16 = 16 \text{ KN.}$$

- **Plancher étage courant, et sous sol :**

$$Q_{s/s} = Q_1 = \dots = Q_6 = 1.50 \times 16 = 24 \text{ KN.}$$

- **Plancher étage de service et rez de chaussée :**

$$Q_1 = 2.50 \times 16 = 40 \text{ KN.}$$

### Dégression des surcharges d'exploitations :

La dégression des surcharges d'exploitation n'est pas obligatoire. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. La loi de dégression est :

$$Q_n = Q_o + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \text{ pour : } n \geq 5$$

$Q_o$  : Surcharge d'exploitation à la terrasse.

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

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

$Q_n$  : Surcharge d'exploitation à l'étage «  $n$  » en tenant compte de la dégression des surcharges.

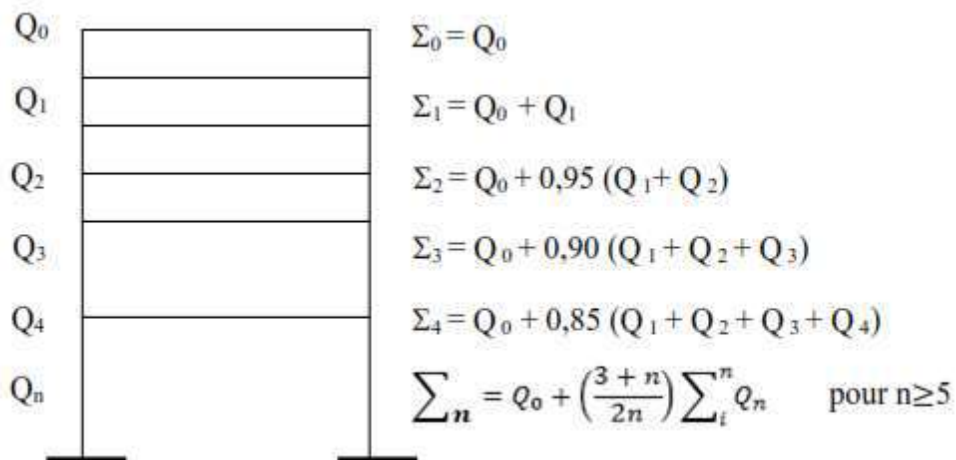


Figure II.8 : Dégression des surcharges d'exploitations

Coefficients de dégression de surcharges :

Niveau	0	1	2	3	4	5	6	7	8	RDC	S/s
coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.68	0.66	0.65

Coefficients de dégression de surcharges.

Les surcharges cumulées  $Q_{cumulée}$

niveaux	Opération	Résultats(KN)
8 <sup>ème</sup> étage	$Q_0=1 \times 16$	16
7 <sup>ème</sup> étage	$Q_0+ Q_1 =16+24$	40
6 <sup>ème</sup> étage	$Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)=16+0.95 (2 \times 24)$	61.60
5 <sup>ème</sup> étage	$Q_0+0.90 (Q_1+ Q_2+Q_3) = 16+0.90 (3 \times 24)$	80.80
4 <sup>ème</sup> étage	$Q_0+0.85 (Q_1+ Q_2+ Q_3+Q_4)= 16+0.85 (4 \times 24)$	97.60
3 <sup>ème</sup> étage	$Q_0+0.80 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+Q_5)= 16+0.80 (5 \times 24)$	112
2 <sup>ème</sup> étage	$Q_0+0.75 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+Q_6)=16+0.75 (6 \times 24)$	124
1 <sup>er</sup> étage	$Q_0+0.71 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6+Q_7)= 16+0.71 (6 \times 24+40)$	146.64
RDC	$Q_0+0.68 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6+ Q_7+Q_8)= 16+0.68 (7 \times 24+2 \times 40)$	184.64
S/s	$Q_0+0.66 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6+ Q_7+Q_8+Q_9)=16+0.66 (8 \times 24+2 \times 40)$	195.52

Tableau II.7 : Dégression des charges d'exploitation

niveaux	Charges permanentes (KN)					Surcharges d'exploitation (KN)	Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ (KN)	Section du poteau $s \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$ (cm <sup>2</sup> )	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G <sub>totale</sub>	G <sub>cumulée</sub>	Q <sub>cumulée</sub>		Section trouvée	Section adoptée
8	89.76	14	4.78	108.54	108.54	16	124.54	83.02	30x30
7	84.16	14	4.78	102.94	211.48	40	251.48	167.65	30x30
6	84.16	14	4.78	102.94	314.42	61.60	376.02	250.68	30x30
5	84.16	14	4.78	102.94	417.36	80.80	498.16	332.10	35x35
4	84.16	14	4.78	102.94	520.30	97.60	617.90	411.93	35x35
3	84.16	14	4.78	102.94	623.24	112	735.24	490.16	35x35
2	84.16	14	4.78	102.94	726.18	124	850.18	566.78	35x35
1	84.16	14	5.31	103.47	829.65	146.64	976.29	650.85	40x40
RDC	84.16	14	6.37	104.53	934.18	184.64	1118.82	745.88	40x40
S/s	84.16	14	6.37	104.53	1038.71	195.52	1234.23	822.82	40x40

Tableau II.8 : Récapitulatif de la descente de charge.

**Conclusion :** les sections des poteaux adoptées sont :

S/s, RDC et le 1<sup>er</sup> étage ..... (40x40) cm<sup>2</sup>

De 2<sup>ème</sup> étage au 5<sup>ème</sup> étage..... (35x35) cm<sup>2</sup>

De 6<sup>ème</sup> étage au 8<sup>ème</sup> étage..... (30x30) cm<sup>2</sup>

**5) Vérification des conditions du RPA (article 7.4.1) :**

❖ **Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) ≥ 25 cm en zone IIa :**

Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>)=30cm ≥ 25 cm en zone IIa (condition vérifiée).

❖ **Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) ≥ h<sub>e</sub>/20** avec h<sub>e</sub> : (hauteur libre du poteau) et Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) = 25.

S/s et RDC h<sub>e</sub>/20 = 408/20 = 20.4 cm.

1<sup>er</sup> étage h<sub>e</sub>/20 = 340/20 = 17 cm.

Étages courants h<sub>e</sub>/20 = 306/20 = 15.3cm.

} (Condition vérifiée).

❖ **1/4 < b<sub>1</sub>/h<sub>1</sub> < 4**

Les poteaux de S/s, RDC et le 1<sup>er</sup> étage 1/4 < 40/40 < 4 = 1... (Condition vérifiée).

Les poteaux de 2<sup>ème</sup> étage au 5<sup>ème</sup> étage 1/4 < 35/35 < 4 = 1... (Condition vérifiée).

Les poteaux de 6<sup>ème</sup> étage au 8<sup>ème</sup> étage 1/4 < 30/30 < 4 = 1... (Condition vérifiée).

**6) Vérification de la résistance des poteaux au flambement :**

Le calcul du poteau au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad \text{(BAEL 99 B.8.4.1).}$$

Avec :

λ : élancement du poteau

L<sub>f</sub> : longueur de flambement et L<sub>f</sub> = 0.7L<sub>0</sub> (L<sub>0</sub> = h<sub>e</sub>= Longueur libre du poteau.)

i : rayon de giration avec :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

**I** : Moment d'inertie.

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} \text{ et } I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$$

**B** : section transversal du poteau.

$$B = (b \times h) = b^2$$

$$D'où: \frac{Lf}{i} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{hb^3}{12bh}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = \frac{0.7L_0}{b} \sqrt{12}.$$

- poteaux de S/s et RDC **(40 x 40) cm<sup>2</sup>** : L<sub>0</sub>= 408 ..... λ = 24.73 < 35
- poteaux d'étage de service **(40 x 40) cm<sup>2</sup>** : L<sub>0</sub>=340 ..... λ = 20.61 < 35
- de l'étage 2 jusque a l'étage 5 **(35 x 35) cm<sup>2</sup>** : L<sub>0</sub>=306 ..... λ = 21.20 < 35
- de l'étage 6 jusque a l'étage 8 **(30 x 30) cm<sup>2</sup>** : L<sub>0</sub>=306 ..... λ = 21.20 < 35

**Conclusion :**

Les résultats de La vérification de la résistance des poteaux au flambement sont vérifiés.

**Chapitre III :**  
Calcul des éléments non-  
structuraux

### III : Calcul des éléments

#### Introduction :

Ce chapitre, portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire (ne fait pas partie du système de contreventement), ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale, l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications. Le calcul se fera conformément aux règles (**BAEL 91 modifié 99**) et le(**RPA**).

#### III.1: Balcons

Le balcon est assimilé à une console encastrée à une extrémité, réalisée en dalle pleine. Le calcul se fera pour une bande de **1m** de largeur sous les sollicitations suivantes :

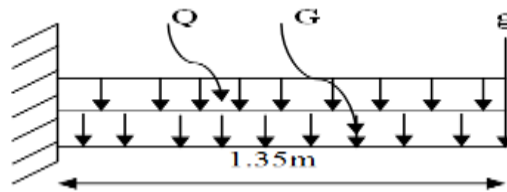


Figure III.1.1 : Schéma statique du balcon.

**G** : charge permanente de la dalle pleine.

**Q** : surcharge d'exploitation vertical revenant au balcon.

**g** : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

#### 1) Dimensionnement du balcon :

Pour les dalles pleines reposant sur un seul appui, leur épaisseur est déterminée comme suit:

$$ep = \frac{L}{10} = \frac{135}{10} = 13.5 \text{ cm. Nous on va prendre } ep = 15 \text{ cm.}$$

#### 2) Détermination des charges et surcharges du balcon :

##### A. Charge permanente G :

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle pleine	0.150	25	3.75
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.03	20	0.60
Couche de sable	0.02	18	0.36
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
<b>La somme(G)</b>			<b>5.47</b>

Tableau III.1.1 : Charges permanentes du balcon.

##### B. Charge concentrée (Poids propre du garde-corps) g :

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )
Briques creuses	0.01	9	0.9
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
<b>La somme(g)</b>			<b>1.62</b>

Tableau III.1.2 : Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-cors.

**C. Surcharge d'exploitation Q :**

$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$ .

**3) Combinaisons de charges :**

❖ **A l'état limite ultime ELU : (1.35G + 1.5Q).**

**La dalle :**  $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m}$

$q_u = (1.35 \times 5.47 + 1.5 \times 3.5) \times 1 = 12.63 \text{ KN/ml}$ .

**Le garde cors :**  $g_u = (1.35 \times g) \times 1\text{m}$

$g_u = (1.35 \times 1.62) \times 1 = 2.18 \text{ KN/ml}$ .

❖ **A l'état limite de service ELS : (G + Q).**

**La dalle :**  $q_s = (G + Q) \times 1\text{m}$

$q_s = (5.47 + 3.5) \times 1 = 8.97 \text{ KN/ml}$ .

**Le garde cors :**  $(g \times 1\text{m})$

$g_s = g \times 1 = 1.62 \times 1 = 1.62 \text{ KN/ml}$ .

**4) Calcul des moments fléchissant :**

• **A l'ELU :**

$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u \times l \longrightarrow M_u = \frac{12.63 \times (1.35)^2}{2} + 2.18 \times 1.35 = 14.45 \text{ KN.m}$

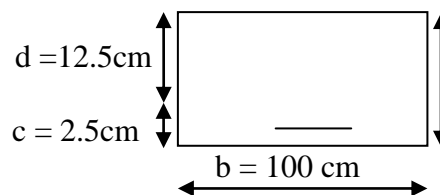
• **A l'ELS :**

$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + g_s \times l \longrightarrow M_s = \frac{8.97 \times (1.35)^2}{2} + 1.62 \times 1.35 = 10.36 \text{ KN.m}$

**5) Ferrailage a l'ELU :**

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

➤ **Armatures principales :**



$u_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{14.45 \times 10^6}{10^3 (125)^2 \times 14.2} = 0.065$

$u_u = 0.065 < u_l = 0.392 \longrightarrow (\text{S.S.A}) \longrightarrow u_u = 0.065 \rightarrow \beta = 0.966$

$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{14.45 \times 10^3}{0.966 \times 12.5 \times 348} = 3.43 \text{ cm}^2$

On adopte : **5HA10**  $\Rightarrow A_s = 3.92 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

➤ **Armatures de répartition :**

$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$

On opte : **3HA8**  $\Rightarrow A_r = 1.50 \text{ cm}^2$ , avec un espacement de  $S_t = 33 \text{ cm}$

## 6) Vérifications à l'ELU :

### 1. Conditions de non fragilité : (A.4.2,1/BAEL91modifié 99)

Le ferrailage de la console doit satisfaire la C.N.F :  $A_{min} \leq A_s$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.50 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min} = 1.50 \text{ cm}^2 < A_s = 3.92 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

### 2. Vérification de l'entraînement des barres : (A.6.1,3/BAEL91modifié 99)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{t28} = 13.15 \text{ MPa}$$

$$V_u = q_u \times l + g = (12.63 \times 1.35) + 2.18 = 19.23 \text{ KN}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3.14 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{19.23 \times 10^3}{0.9 \times 125 \times 157} = 1.08 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 13.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{(condition vérifiée)}$$

### 3. Vérification au cisaillement : (A.5.1,2/BAEL91modifié 99)

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

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

$$\tau = \frac{19.23 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.15 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{(condition vérifiée)}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### 4. Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié 99)

- Armatures principales :

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min \{3h ; 33\} = 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

- Armatures de répartitions :

$$S_t = 33 \text{ cm} < \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

## 7) Vérification à l'ELS :

Il faut vérifier les conditions suivantes :

$$\text{La contrainte dans les aciers : } \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

$$\text{La contrainte dans le béton : } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

➤ Dans l'acier :

$$\text{Fissuration est considérée comme préjudiciable, donc : } \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

Avec :  $\eta = 1.6$  : coefficient de fissuration

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

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{10.36 \times 10^3}{0.966 \times 12.5 \times 3.92} = 218.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 218.87 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 3.43}{100 \times 12.5} = 0.275$$

$$k_1 = 45.24 \quad \beta_1 = 0.917 \longrightarrow \text{Dans le tableau de l'ELS}$$

**Conclusion :** on a  $\sigma_{st} = 218.87 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$  la condition n'est pas vérifiée  
On doit passer au calcul des armatures à l'état limite de service.

- Armature principale :

$$u_1 = \frac{M_s}{bd^2\bar{\sigma}_{st}} = \frac{10.36 \times 10^6}{10^3(125)^2 \times 201.63} = 0.0032 < 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A)

$$u_1 = 0.0032 \rightarrow \text{dans le tableau de l'ELS } \beta_1 = 0.907$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta_1 d \bar{\sigma}_{st}} = \frac{10.36 \times 10^6}{0.907 \times 125 \times 201.63} = 4.53 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **5HA12**  $\implies A_{ap} = 5.65 \text{ cm}^2$  et un espacement de **S<sub>t</sub> = 20**

- Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{AP}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **3HA8**  $\implies A_{ap} = 1.50 \text{ cm}^2$  et un espacement de **S<sub>t</sub> = 33 cm**.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12.5} = 0.45 \rightarrow \text{dans le tableau de l'ELS } \beta_1 = 0.898$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{10.36 \times 10^3}{0.966 \times 12.5 \times 5.65} = 151.85 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = 151.85 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

- Dans le béton :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \text{ Avec } K = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{45.24} = 0.022$$

$$\sigma_{bc} = 0.022 \times 151.85 = 3.34 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 3.34 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{(La condition est vérifiée).}$$

**Conclusion :** La condition est vérifiée alors, il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimée.

**Longueur de scellement (Art 6.1.22 BAEL 91 modifier 99) :**

La longueur de scellement droit est donnée par :  $l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$

Avec :  $\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$ .

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} . \quad \text{Soit } l_s = 45 \text{ cm}.$$

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99) est fixée pour les barres à haute adhérence à :

$$l_r = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

On adopte pour  $l_r = 18 \text{ cm}$ .

**Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche:

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{135} = 0.1 \geq 0.062 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$
- $\frac{h}{l} \leq \frac{M_u}{10M_u} \rightarrow 0.1 \leq \frac{14.45}{10 \times 14.45} = 0.1 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$
- $\frac{A_u}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{3.43}{100 \times 12.5} = 0.0027 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$

**Conclusion :**

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

Armature principal **5HA12** avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

Armature de répartition **3HA8** avec un espacement  $S_t = 33 \text{ cm}$ .

**III.2: Acrotère****1) Définition et rôle de l'acrotère :**

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre poussée du vent. La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

L'acrotère est réalisé en béton armé assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre  $G$  donnant un effort normal  $N$  et une charge d'exploitation horizontale ( $Q = 1 \text{ [KN/ml]}$ ) non pondérée due à l'application de la main courante qui engendre un moment de flexion ( $M$ ) dans la section d'encastrement. Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à **L'ELU** et **L'ELS** pour une bande de 1 [m] linéaire de largeur.

**2) Chargement :**

Poids propre de l'acrotère :  $G = \rho \times S \times 1m$  avec :

$\rho$  : Poids volumique du béton ( $25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$ )

$S$  : section longitudinale de l'acrotère

$$G = \rho \times S \times 1m = 25[(0.6 \times 0.1) + (0.03 \times 0.1)/2 + (0.07 \times 0.1)] \times 1 = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1.7125 \text{ kN/ml}$$

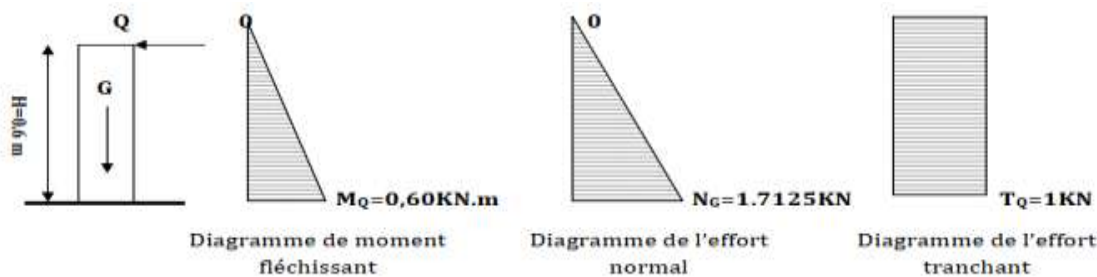
Surcharge d'exploitation horizontale :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

**3) Calcul des sollicitations :**

Effort normal dû au poids :  $N = G \times 1 = 1.7125 \times 1 = 1.7125 \text{ KN}$

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

Moment de renversement  $M$  dû à  $Q$  :  $M = Q \times H \times 1 = 1 \times 0.6 \times 1 = 0.6 \text{ KN.m}$

**4) Diagramme des efforts internes :**

*Figure III.2.1 : diagramme des efforts internes*

## 5) Combinaison des charges :

$$\diamond \text{ À ELU : } 1.35xG+1.5xQ : \begin{cases} N_u = 1.35xG = 1.35x1.7125 = 2.312\text{KN} \\ M_u = 1.5xM_Q = 1.5x0.6 = 0.9\text{KN.m} \\ T_u = 1.5xT_u = 1.5x1 = 1.5\text{KN} \end{cases}$$

$$\diamond \text{ À ELS : } G+Q : \begin{cases} N_s = G = 1.7125\text{KN} \\ M_s = M_Q = 0.6\text{KN.m} \\ T_s = Q = 1\text{KN} \end{cases}$$

## 6) Ferrailage de l'acrotère :

## a. Calcul des armatures à l'ELU :

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous ( $N_u$ ) et ( $M_u$ ), puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous ( $N_s$ ) et ( $M_s$ ). On considérant une section rectangulaire de dimension suivant :

$b=1\text{m}$  ;  $h=0.6\text{m}$  ;  $c=c'=0.03\text{m}$  (BAEL Art : A.7.1) ;  $d=h-c=0.6-0.03=0.57\text{ cm}$  soumise à un effort normal et un moment de flexion

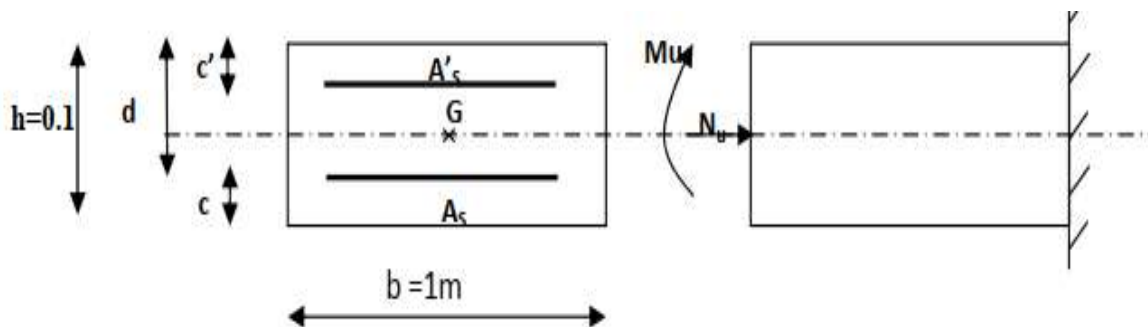


Figure III.2.2 : schéma statique de section de l'acrotère

## ➤ Position du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.312} = 0.389\text{m} = 39\text{cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{0.1}{2} - 0.03 = 0.02 = 2\text{cm}$$

$e_u > \frac{h}{2} - c \rightarrow$  Le centre de pression (le point d'application de l'effort normal) se trouve à l'extérieur de la section limité par les armatures d'où la section est partiellement comprimé **SPC**.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif «  $M_f$  » puis passer à la flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

**Avec :**

**Mu** : moment du a la compression

**Nu** : effort de compression

**Cp** : centre de pression

$e_v$  : excentricité

**C** : l'enrobage

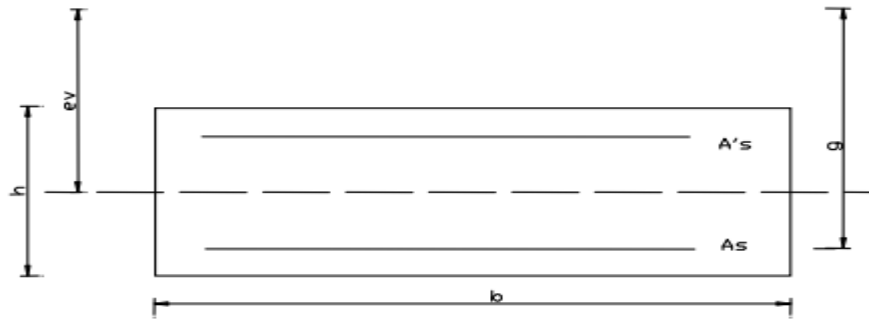


Figure III.2.3 : Position du centre de pression

### b. Calcul en flexion simple :

▪ **Moment fictif :**  $M_f = N_u \times g$  avec :  $g = \frac{h}{2} + e_v - c$  et  $g$  représente la distance entre le centre de pression et le centre de gravité des armatures tendue.

$$M_f = 2.312 \left( \frac{0.1}{2} + 0.39 - 0.03 \right) = 0.95 \text{ KN.m} \quad M_f = 0.95 \text{ KN.m}$$

▪ **Armature fictif (flexion simple) :**

On à :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $\theta = 1$  ;  $\gamma_b = 1.5$  (situation courante),  $\mu_l = 0.392$ ,  $\gamma_s = 1.15$

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

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.95 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.0136$$

$\mu_b = 0.0136 < \mu_l = 0.392$  Donc la section est simplement armé (SSA), les armatures comprimé ne sont pas nécessaire,  $A_{sc} = 0$ .

$\mu_b = 0.014 \rightarrow \beta = 0.993$  (tirer du tableau).

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{950}{0.933 \times 7 \times 348} = 0.393 \text{ cm}^2 \quad A_{stf} = 0.393 \text{ cm}^2$$

▪ **Armatures réel (flexion composé) :**

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.393 - \frac{2.312 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.327 \text{ cm}^2 \quad A_{st} = 0.327 \text{ cm}^2$$

## 7) Vérifications :

### a. Vérifications à l'ELU :

Condition de non fragilité : (BAEL 99 Art A.4.2.1)

Un élément est considérée comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite d'armature. Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF :  $A_s \geq A_{min}$

CNF : Condition de Ne Fragilité :  $A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 7 \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2.$$

**Remarque :**

$A_s < A_{min}$ , la CNF n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale.

$$A_s = A_{min} = 0.845 \text{ cm}^2$$

La section d'acier est **4HA 8 / ml = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **St = 15 cm**.

**b. Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.628 \text{ cm}^2 \implies \text{Ar} = 4\text{HA8} ; \text{espacement} \implies \text{st} = 20 \text{ cm}$$

**c. Vérification aux cisaillements : (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99)**

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où :  $\tau_u = \frac{Vu}{bd}$  avec  $\tau_u$  : contrainte de cisaillement.

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{Vu}{bd} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right\}$  (MPa)

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.02 \text{ MPa} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{25}{1.5} = 2.5, 4 \right\} \quad \tau_u \leq 2.5 \implies \text{Condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

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

Il est important de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque le béton armé est composé de ces deux matériaux, il faut donc vérifier que :

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$  Avec :  $\bar{\tau}_{se} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 1.5^2 \times 2.1 \times 0,6 = 2,84 \text{ MPa}$  ;  $\psi_s = 1.5$  acier de haut adhérence.

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

$$\sum U_i = 4\pi\phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm} \quad \tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 10.05} = 2.37 \text{ MPa} \quad \tau_{se} 2.37 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.37 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 2,84 \text{ MPa} \implies \text{Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.}$$

**e. La longueur de scellement droit (BAEL 91 art : A.6.123) :**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_{se}} = \frac{8 \times 400}{4 \times 3.15} = 25.39 \text{ cm}$$

Selon [Art A.6.1, 23..BAEL 91] : La longueur de scellement « $L_s$ » est donnée par :

$$L_a = 0.4 L_s = 0.4 \times 26 = 10.4 \text{ cm}$$

Les barres étant comprimées, un scellement d'une longueur de  $0,6L_s = 15.6 \text{ cm}$  et un crochet normal suffiraient largement pour garantir son ancrage.

**f. Vérification des espacements des barres : (Art A.4.5, 34 / BAEL 91 modifiée 99)**

La fissuration est préjudiciable :

- Armatures principale :  $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) \implies$  condition vérifiée
- Armatures de répartition :  $S_t = 15 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm}) \implies$  condition vérifiée

**g. Vérification à l'ELS :**

L'acrotère est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme très préjudiciable d'où on doit vérifier que :

- ✓ La contrainte dans les aciers :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$
- ✓ La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

**h. La contrainte dans les aciers :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max \{ 0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \} \right\}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400, \max \{ 0.5 \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \} \right\} \quad \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1.6 \text{ (acier haut adhérence)} \begin{cases} HA \geq 6 \text{ mm} \\ FE400 \end{cases}$$

**Calcul de  $\sigma_{st}$  :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = 2.01 \text{ cm}^2$$

**Calcul de  $\beta_1$  :**  $\rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.29$   $\rho = 0.29$  A partir des tableaux des tableaux de PIJAUD on a  $\beta_1 = 0.914$  et  $K_1 = 43.478$  et  $K = \frac{1}{K_1} = 0.023$

$$\sigma_{st} = \frac{600}{0.914 \times 7 \times 2.01} = 46.66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Calcul de  $\sigma_{bc}$  :**

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0.023 \times 46.66 = 1.07 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée**

**Vérification au séisme (Art 6.2.3 RPA99/version 2003) :**

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 :  $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$   
 $A$  : coefficient d'accélération de zone (RPA 99 version 2003 Art 4.2.3).

La classification du (**RPA 99 modifié**) de notre ouvrage selon son importance (Art : 3.2)

Comme ouvrage courants ou d'importance moyenne (groupe 2)

Zone (IIa) groupe 2 du tableau (4.1)  $A=0.15$

$W_p$  : Poids de l'acrotère :  $W_p = 1.7125 \text{ KN/ml}$

$C_p$  : Facteur de force horizontale (Tableau 6.1 RPA 99 version 2003 Art 6.2.3)  $W_p = 0.8$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 1.7125 \times 0.8 = 0.822 \text{ KN/ml} \quad F_p = 0.822 < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

**Condition vérifiée**

**Conclusion :**

- ✓ Armatures de répartitions **4HA8**.
- ✓ Armatures principales **4HA8**.
- ✓ Epingle  $\emptyset 8$

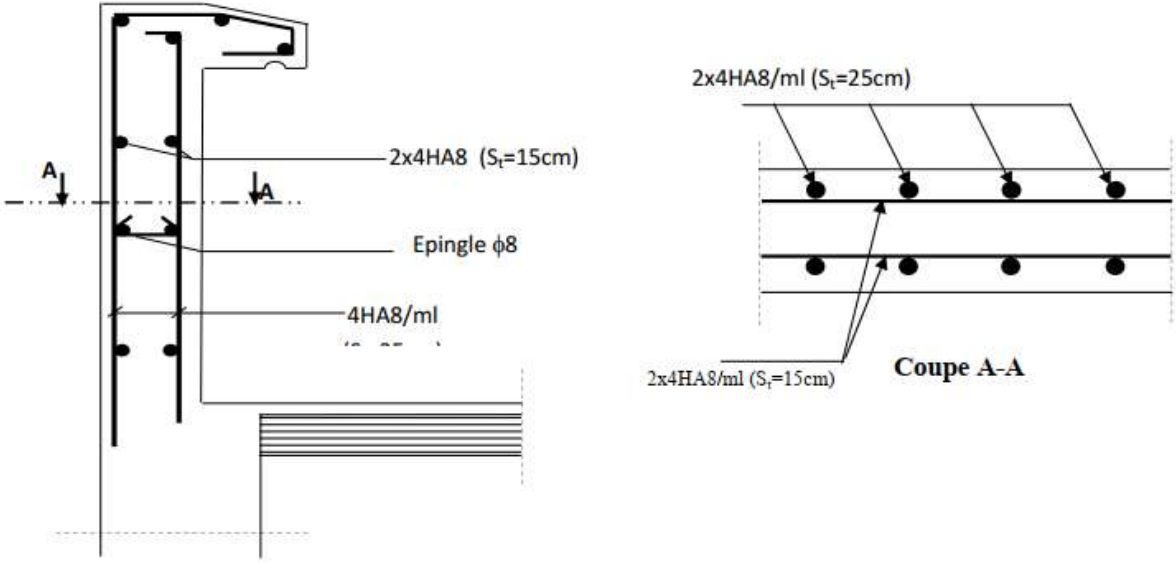


Figure III.2.4 : ferrailage de l'acrotère

### III.3: Les escaliers :

#### 1) Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

#### 2) Terminologie :

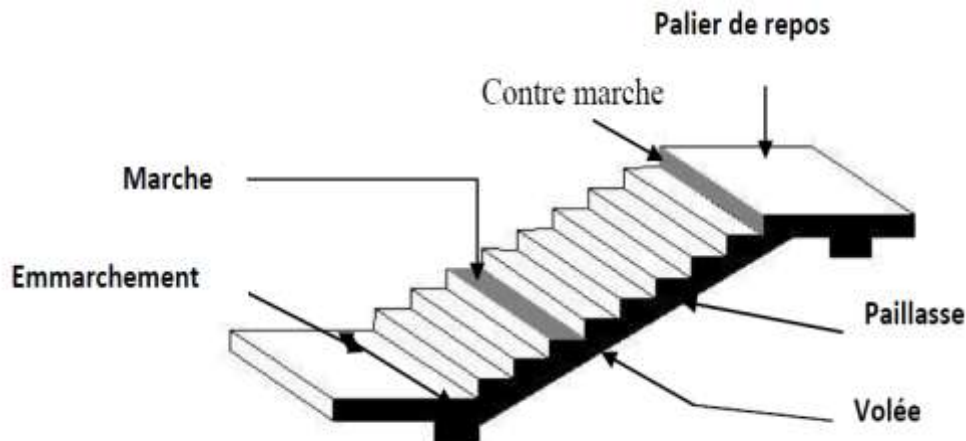


Figure III.3.1 : Principaux termes relatifs à un escalier

**Marche** : c'est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

Le nombre de marches est pris comme suit :  $m = (n-1)$ .

**Contre marche** : c'est la partie verticale entre deux marches; l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

$n$  : Nombre de contre marches donné par :  $n = \frac{H}{h}$

**Avec (H)** : hauteur entre deux niveaux consécutifs.

Et ( $h$ ) : c'est hauteur de la contre marche,  $h$  : le plus courant varie de 14 à 20 cm (17 cm en moyenne).

**Giron (g)** : c'est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches  $22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$

**La volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.

**Le palier** : est la plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.

**L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.

Dans un immeuble collectif, l'emmarchement doit être :  $L \geq 120\text{ cm}$ . Ou  $L \geq 3g$ .

Le rapport ( $r = \frac{h}{g}$ ) est appelé raideur de l'escalier.

### 3) Les différents types d'escaliers :

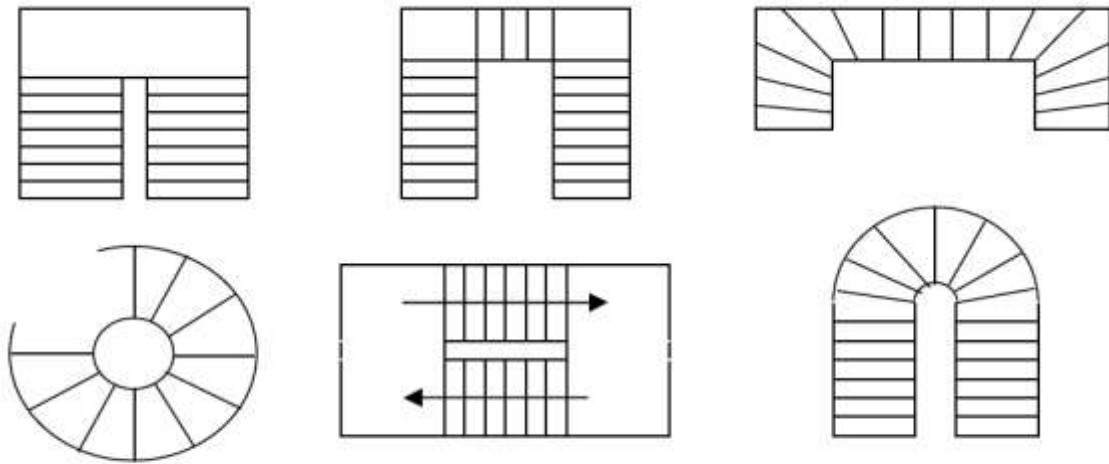
On peut pratiquement, à condition naturellement que les dimensions le permettent, adapter un tracé d'escalier à n'importe quelle forme de cage. On distingue notamment, les escaliers :

- A cartier tournants.
- A palier intermédiaire.
- A la Française (limon apparent sur le coté).
- A l'anglaise (marche en débord sur le limon).

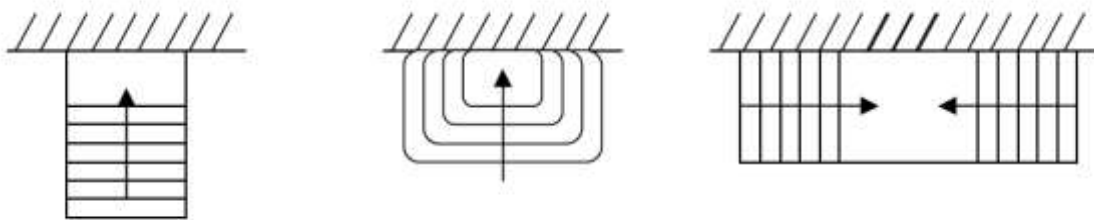
**La figure 2 :** donne quelques exemples des systèmes les plus courants pour les escaliers intérieurs des immeubles.

Un escalier extérieur permettant l'accès à un immeuble, s'appelle un perron.

On peut en imaginer des formes et des dispositions très variées, la **figure III.3.2** donne quelques exemples :



**Figure : 1**



**Figure : 2**

*Figure III.3.2 : Différents types d'escaliers.*

### 4) Calcul de l'escalier.

Notre escalier est constitué de deux volées dans les étages courant, et des escaliers de demi-tournant dans RDC et sous sol et l'étage de service.

## A. pré-dimensionnement de l'escalier des étages courants :

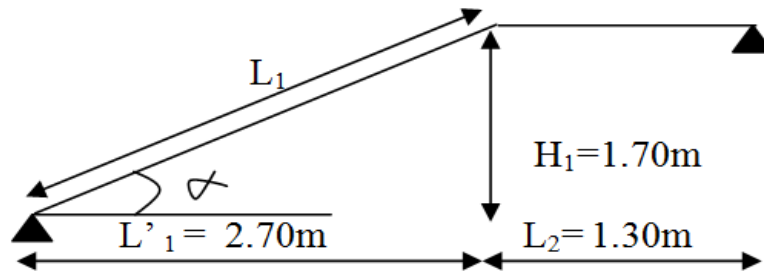


Figure III.3.3 : Schéma statique d'escalier

## a) Calcul de n, h et g :

En tenant compte des dimensions données sur le plan. Les escaliers sont pré dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** :  $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$

Avec :  $14 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$  et  $28 \text{ cm} \leq g \leq 36 \text{ cm}$ .

- La hauteur de la marche h : on prend  $h = 17 \text{ cm}$ .
- Nombre de contre marches n :  $n = \frac{H}{h} = \frac{170}{17} = 10$
- Nombre de marche m :  $m = n - 1 = 10 - 1 = 9$
- Le giron g :  $g = \frac{L_1}{m} = \frac{270}{9} = 30 \text{ cm}$ .

## b) Vérification de la relation de BLONDEL :

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

$$2h + g = 2 \times 17 + 30 = 34 + 30 = 64 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée donc l'escalier est confort.}$$

## c) Epaisseur de la paille et du palier :

L'épaisseur de la paille et du palier ( $e_p$ ) est donnée par la relation :  $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$

Avec :

L : longueur réelle de la paille et du palier (entre appuis) :  $L = L_1 + L_2$

$L_1$  : longueur de la paille projetée.

$L_2$  : longueur du palier projetée.

$$\text{tg} \alpha = \frac{17}{30} = 0.566 \longrightarrow \alpha = 29.53$$

$$L_1 = \frac{270}{\cos \alpha} = \frac{270}{0.87} = 310.3 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } L = 310.3 + 130 = 440.3 \text{ cm.}$$

$$\text{D'où : } \frac{440.3}{30} \leq e_p \leq \frac{440.3}{20} \longrightarrow 14.67 \leq e_p \leq 22.01$$

$$\text{Soit : } e_p = 18 \text{ cm.}$$

**N.B** : On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

## 5) Détermination des charges et surcharges :

Le calcul s'effectuera pour une bande de (1m) d'embranchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée.

En considérons une poutre simplement appuyée en flexion simple.

## ➤ Les charges permanentes :

▪ **Le palier :**

Eléments	Poids (KN /m <sup>2</sup> )
Poids propre de la dalle pleine en BA	25 x 0.18 = 4.5
Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit) (0.36+0.60+0.4+0.2)	1.56
<b>Charge permanente totale.</b>	<b>G<sub>1</sub>=6.06</b>

Tableau III.3.1: Charge totale du palier.

▪ **La volée :**

Eléments	Poids (KN /m <sup>2</sup> )
Poids propre de la paillasse	25 x ep /Cosα = 25 x 0,18/ cos29, 53° = 5,17
Poids des marches	25 x ep/2 = 25 x0, 17/2 = 2,125
Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit) (0.44+0.4+0.4+0.2)	1.56
<b>Charge permanente totale.</b>	<b>G<sub>2</sub> = 8.855</b>

Tableau III.3.2 : Charge totale de la volée.

➤ **La charge concentrée :**

Une charge concentre sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur extérieur (P).

$$P = (3.06 - 0.18) \times 1.30 \times 1\text{m} = 3.74 \text{ KN.}$$

➤ **Les surcharges d'exploitation :**

Surcharge d'exploitation : selon le (DTR C2-2) pour une construction à usage d'habitation

$$Q = 2.5 \text{ KN /m}^2.$$

**6) Combinaison des charges :**

	ELU : $q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 \text{ m.}$	ELS : $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m.}$
<b>Palier</b>	$q_{u1} = (1.35 \times 6.06 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 11.93 \text{ KN / ml}$	$q_{s1} = (6.06 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 8.56 \text{ KN / ml.}$
<b>Volée</b>	$q_{u2} = (1.35 \times 8.855 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 15.70 \text{ KN / ml.}$	$q_{s2} = (8.855 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 11.35 \text{ KN / ml.}$
<b>Mure extérieur</b>	$P = 1.35 \times 3.74 = 5.05 \text{ KN.}$	$P = 3.74 = 3.74 \text{ KN.}$

Tableau III.3.3 : la combinaison des charges à l'ELU et à l'ELS.

**7) Calcule des moments et des efforts tranchant à l'ELU :**

Pour déterminer les efforts dans la paillasse et les paliers, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (paillasse + paliers) comme une poutre reposant sur deux appuis simples et en considérant la projection horizontale de la charge q sur la paillasse d'une portée projetée  $L'_1 = 2.70 \text{ m}$

a. Les réactions aux appuis :

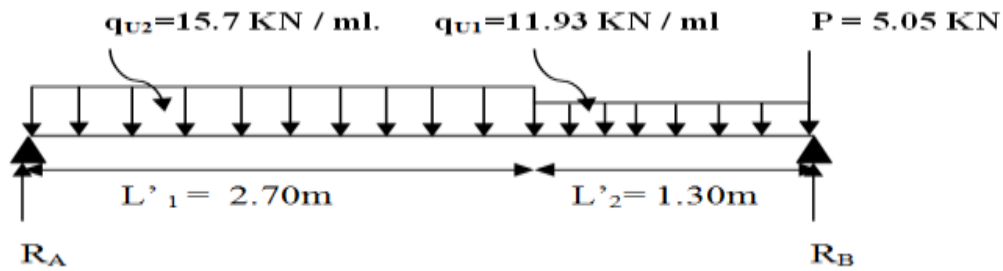


Figure III.3.4. : Schéma statique d'escalier à l'ELU

D'après les formules de la RDM :

$$\Sigma F = 0 : R_A + R_B - P - q_{U2} \times L'_1 - q_{U1} \times L'_2 = 0 \implies R_A + R_B = 62.95 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 : 4R_B - 4P - q_{U1} \times 1.30 \times 3.35 - q_{U2} \times 2.70 \times 1.35 = 0$$

D'où :  $R_B = 32.34 \text{ KN}$  et  $R_A = 30.61 \text{ KN}$

Tronçon(m)	Effort Tranchant $T_y$	Moments fléchissant $M_z$	x (m)	$T_y$ (kn)	$M_z$ (KN.m)
$0 \leq x \leq 2.70$	$T_y = 30.61 - 15.7x$	$M_z = 30.61x - 15.7 \frac{x^2}{2}$	0	30.61	0
			2.70	-11.78	25.42
$0 \leq x \leq 1.30$	$T_y = -27.29 + 11.93x$	$M_z = 27.29x - 11.93 \frac{x^2}{2}$	0	-27.29	0
			1.30	-11.78	25.40

Tableau III.3.4 : Les efforts internes à l'ELU

b. Le moment Max dans la travée :

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \text{ En travée } 27.29 - 11.93x = 0 \implies x = 2.28 \text{ m (de la droite)}$$

$$M_{z(\text{max})} = 31.21 \text{ KN.m}$$

En tenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

$$M_{u \text{ travée}} = 0.85 \times 31.21 = 26.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{u \text{ appui}} = -0.3 \times 31.21 = -9.36 \text{ KN.m}$$

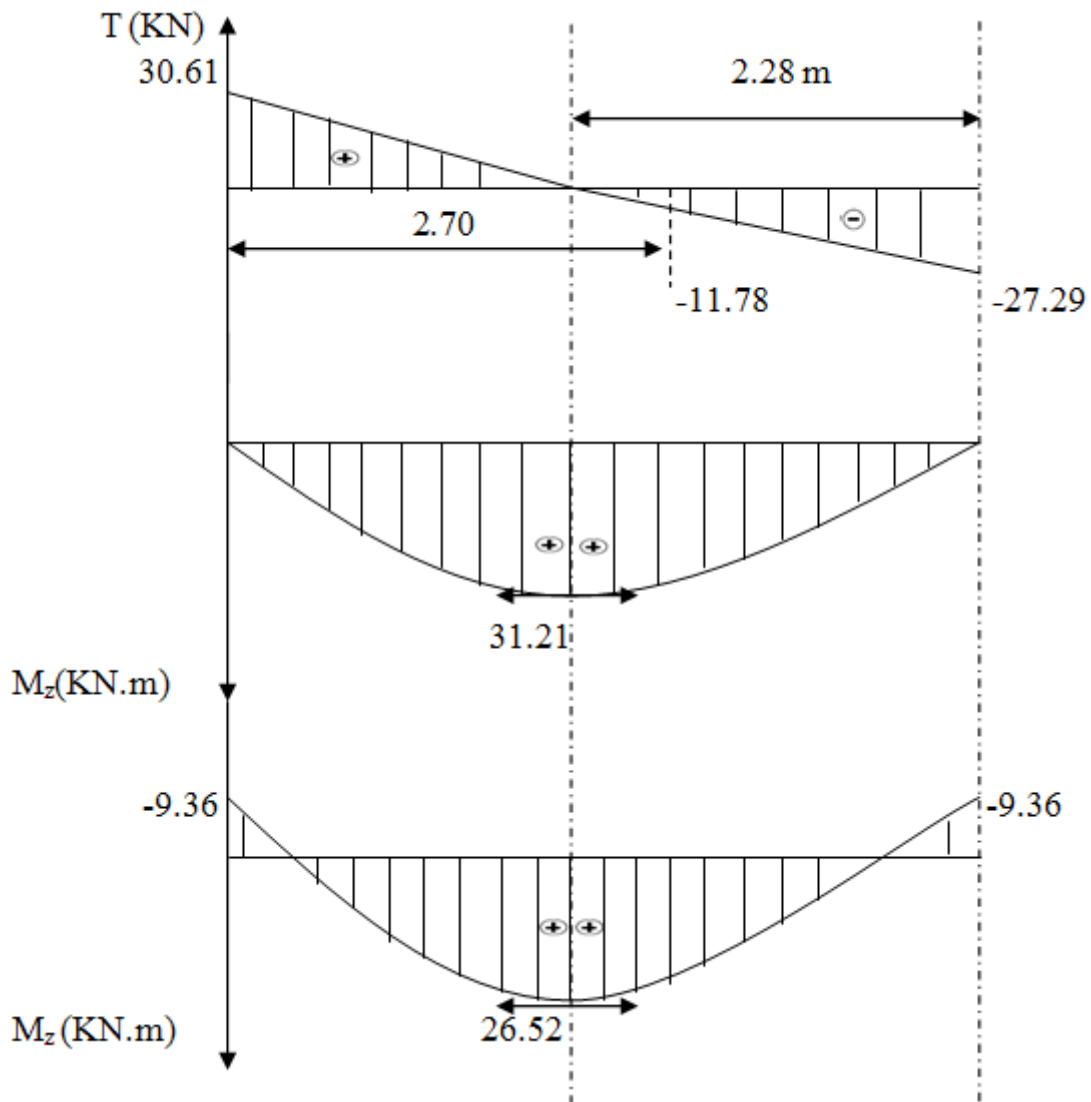


Figure III.3.5 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

8) Calcul de ferrailage:

On calcule une section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont :

$b = 100 \text{ cm}$  ;  $c = 2 \text{ cm}$  ;  $d = e_p - 2 = 16 \text{ cm}$ .

- En travée :  $M_u^t = 24.96 \text{ KN.m}$

Armatures principales	Armatures de répartition
$u_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{26.52 \times 10^6}{1000 \times (160)^2 \times 14.2} = 0.072$ $u_b = 0.072 < 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0.963$	$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$
$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma} = \frac{26.52 \times 10^3}{0.965 \times 16 \times 348} = 4.93 \text{ cm}^2$	$A_r = 1.41 \text{ cm}^2$
Soit <b>5HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup></b> avec un espacement de <b>S<sub>t</sub> = 20 cm</b> .	Soit <b>4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup></b> avec un espacement de <b>S<sub>t</sub> = 25 cm</b> .

Tableau III.3.5 : les armatures principal et de répartition en travée à l'ELU

- En appui :  $M_u^a = 9.36 \text{ KN.m}$

Armatures principales	Armatures de répartition
$u_b = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.36 \times 10^6}{1000 \times (160)^2 \times 14.2} = 0.026$ $u_b = 0.026 < 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0.987$	$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$
$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma} = \frac{9.36 \times 10^3}{0.987 \times 16 \times 348} = 1.70 \text{ cm}^2$	$A_r = 0.98 \text{ cm}^2$
Soit <b>5HA10 = 3.92 cm<sup>2</sup></b> avec un espacement de <b>S<sub>t</sub> = 20 cm.</b>	Soit <b>4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup></b> avec un espacement de <b>S<sub>t</sub> = 25 cm.</b>

Tableau III.3.6 : les armatures principal et de répartitions aux appuis à l'ELU.

**9) Les vérifications à l'ELU :**

**A. Vérification de la condition de non fragilité du béton :** [Art A 4.2 ,1/BAEL 91].

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

En travée :  $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.93 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

Aux appuis :  $A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.93 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

**B. Vérification de contrainte tangentielle :** [Art A 5.1.2/BAEL 91]

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right\}$$

Avec  $V_u$  : effort tranchant maximal :  $V_u = 30.61 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{30.61 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0.19 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right\} = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPA} \right\} = \min \{3.33; 5 \text{ MPA}\}$$

$\tau_u = 0.19 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA}$  ..... condition vérifiée.

**C. Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis) :**

[Art A.5.1.313/BAEL 91]

$$T_{max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ab = 0.4 \frac{25 \times 10^3}{1.5} 0.9 \times 0.16 \times 1 = 960 \text{ KN} \text{ avec: } a = 0.9d$$

$T_{max} = 30.61 < 960 \text{ KN}$  .....condition vérifiée.

**D. Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donne par :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{tj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA}.$$

Avec :  $\psi = 1.5$  pour les aciers HA.

$\sum u$  : Périmètre utile des aciers.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u} = \frac{30.61 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 5 \times 12 \times 3.14} = 1.12 \text{ MPA}.$$

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$  .....condition vérifiée.

**E. Ancrage des armatures :**

$$\bar{\tau}_{sc} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}.$$

Longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{r}_{sc}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL 91modifie 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale  $0,4 L_s$  pour les aciers HA.

$$L_a = 0.4L_s = 0.4 \times 42.33 = 16.93 \text{ cm.}$$

➤ **Espacement des barres :**

Armatures principales :  $S_{t \max} = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$ .

Armatures de répartition :  $S_{t \max} = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$ .

**10) Calcul des moments et effort tranchant à l'ELS :**

❖ **Les réactions aux appuis :**

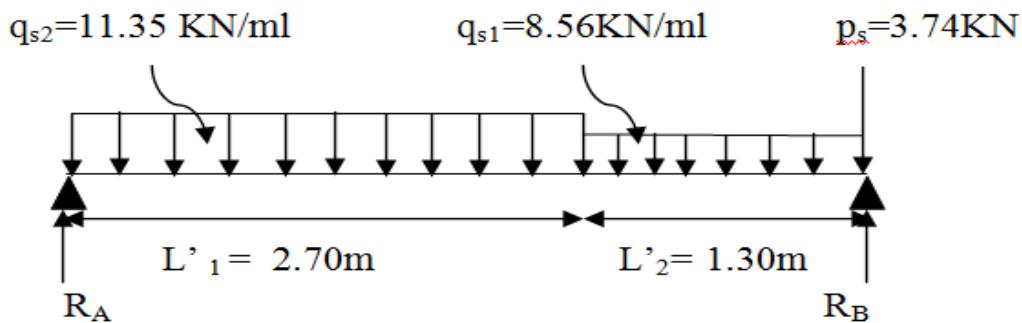


Figure III.3.5 : Schéma statique d'escalier à l'ELS

D'après les formules de la RDM :

$$\Sigma F = 0 : R_A + R_B - P - q_{U2} \times L'_1 - q_{U1} \times L'_2 = 0 \implies R_A + R_B = 45.51 \text{ kN}$$

$$\Sigma M/A = 0 : 4R_B - 4P - q_{U1} \times 1.30 \times 3.35 - q_{U2} \times 2.70 \times 1.35 = 0$$

$$\text{D'où : } R_B = 23.40 \text{ kN}$$

$$R_A = 22.11 \text{ kN}$$

Tronçon(m)	Effort Tranchant $T_y$	Moments fléchissant $M_z$	x (m)	$T_y$ (kn)	$M_z$ (KN.m)
$0 \leq x \leq 2.70$	$T_y = 22.11 - 11.35x$	$M_z = 22.11x - 11.35 \frac{x^2}{2}$	0	22.11	0
			2.70	-8.53	18.32
$0 \leq x \leq 1.30$	$T_y = -19.66 + 8.56x$	$M_z = 19.66x - 8.56 \frac{x^2}{2}$	0	-19.66	0
			1.30	-8.53	18.32

Tableau III.3.7 : Les efforts internes à l'ELS

**Le moment Max dans la travée :**

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \text{ En travée } \quad 19.66 - 8.56x = 0 \implies x = 2.3 \text{ m (de la droite)}$$

$$M_z(\max) = 22.57 \text{ KN.m}$$

En tenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

$$M_{u \text{ travée}} = 0.85 \times 22.57 = 19.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{u \text{ appui}} = -0.3 \times 22.57 = -6.77 \text{ KN.m}$$

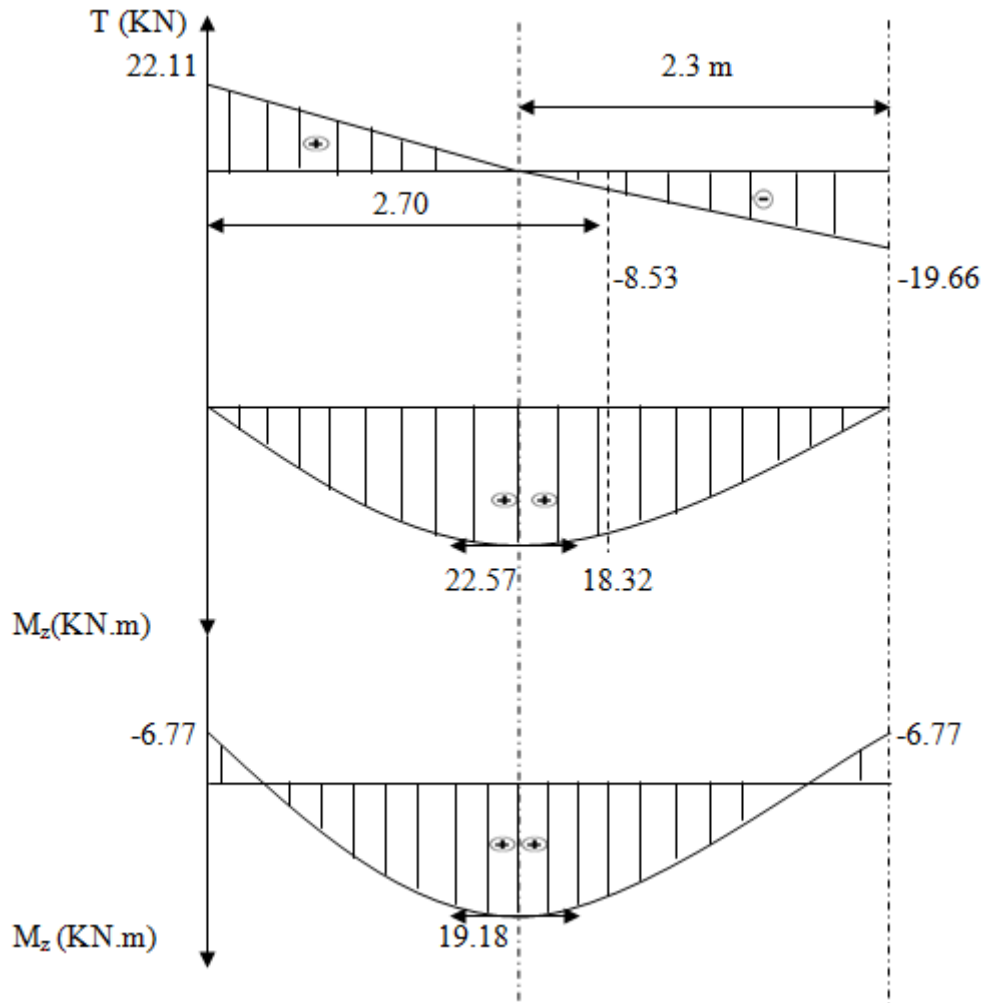


Figure III.3.6 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

**a. Vérification à l'ELS :**

**Etat limite de résistance de béton à la compression :** (Art. A.4.5, 2/BAEL 91)

La contrainte de compression est limitée à :  $0,6 f_{cj}$

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

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ dans le béton}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \text{ dans les aciers}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A} \text{ et } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

**• En appui :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 16} = 0.196 \implies K_1 = 54.76 \text{ et } \beta_1 = 0.928 \text{ par interpolation.}$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_a} = \frac{6.77 \times 10^3}{0.928 \times 16 \times 3.14} = 145.20 \text{ MPA}$$

$$\implies \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{La contrainte dans le béton est : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{145.20}{54.76} = 2.65 \text{ MPA.}$$

$$\implies \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 16} = 0.353 \quad K_1 = 39.15 \text{ et } \beta_1 = 0.907 \quad \text{par interpolation .}$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_t} = \frac{19.18 \times 10^3}{0.907 \times 16 \times 5.65} = 233.92 \text{ MPA}$$

$$\implies \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{La contrainte dans le béton est : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{233.92}{39.15} = 5.97 \text{ MPA.}$$

$$\implies \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**Vérification de la flèche :**

Les règles (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{18}{440.3} = 0.040 \geq 0.062 \dots\dots\dots \text{(Condition non vérifiée).}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_u}{10M_u}$$

$$\frac{A_u}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Vu que la condition (a) n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

$$f \leq \bar{f} \text{ avec : } f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \text{ et } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4403}{500} = 8.8 \text{ mm.}$$

$\bar{f}$  : La flèche admissible

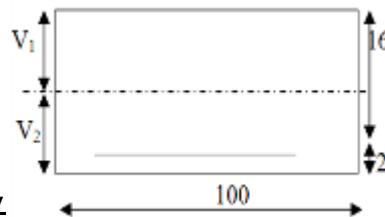
$I$  : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - c_2)^2$$

$E_v$  : module de déformation différée

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPA.}$$

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



$$V_1 = \frac{S_{XX'}}{B_0} \quad V_1 = \frac{S_{XX'}}{B_0}$$

$B_0$  : surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15A_t = (100 \times 18) + 15 \times 5.65$$

$$B_0 = 1884.75 \text{ cm}^2$$

$$S_{XX'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t d = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 16 = 17556 \text{ cm}^3$$

$$\text{D'où : } \implies V_1 = \frac{S_{XX'}}{B_0} = \frac{17556}{1884.75} = 9.31 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9.31 = 8.7 \text{ cm}$$

Donc, le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{100}{3} ((9.31)^3 + (8.7)^3) + 15 \times 5.65 (8.7 - 2)^2$$

$$I = 52653.01 \text{ cm}^4$$

D'où :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11.35 \times 4403^4}{10818.86 \times 52653.01 \times 10^4} = 9.75 \text{ mm}$$

$f > \bar{f}$  .....la condition n'est pas vérifiée donc on va redimensionner

On prend l'épaisseur de la paillasse et de la volée égale à 20 cm  $e_p = 20 \text{ cm}$ .

D'où :  $B_0 = b \times h + 15A_t = (100 \times 20) + 15 \times 5.65 \implies B_0 = 2084.75 \text{ cm}^2$

$$S_{XX'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 18 = 21525.5 \text{ cm}^3.$$

D'où :  $\implies V_1 = \frac{S_{XX'}}{B_0} = \frac{21525.5}{2084.75} = 10.32 \text{ cm}$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.32 = 9.68 \text{ cm}$$

Donc, le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{100}{3} ((10.32)^3 + (9.68)^3) + 15 \times 5.65 (9.68 - 2)^2.$$

$$I = 71870.22 \text{ cm}^4$$

D'où :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11.35 \times 4403^4}{10818.86 \times 71870.22 \times 10^4} = 7.14 \text{ mm}$$

$f = 7.14 \text{ mm} < \bar{f} = 8.8 \text{ mm}$  .....la condition est vérifiée

**Conclusion :**

- Epaisseur de paillasse et de la volée  $e_p = 20 \text{ cm}$
- La volée a 9 marche de  $h = 17 \text{ cm}$  de hauteur et de  $g = 30 \text{ cm}$  de largeur et  $H = 170 \text{ cm}$ .

**III.4: Poutre palière**

**1) La poutre palière:**

C'est un élément secondaire de section rectangulaire (b x h), avec une portée de 340 cm, reposant sur deux appuis (partiellement encastree dans les poteaux). Elle est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse, celle du palier et le poids du mur de dessus.

**2) Pré-dimensionnement de la poutre palière:**

**La hauteur  $h_t$**  : est donnée par la formule suivante :  $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$

$$\frac{340}{15} \leq h \leq \frac{340}{10} \quad 22.66 \text{ cm} \leq h \leq 34 \text{ cm}$$

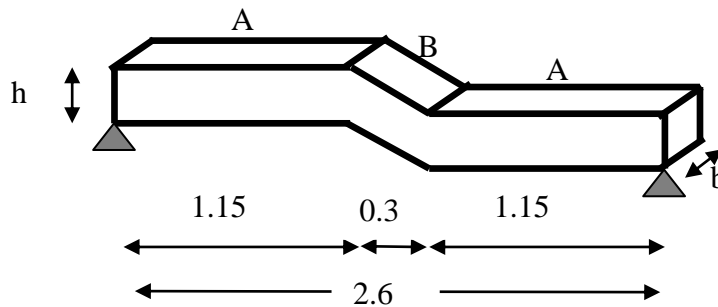
Compte tenu des exigences du RPA :  $h_t \geq 30$  cm nous optons pour  **$h_t = 30$  cm.**

**La largeur b** : est donnée par la formule suivante :  $0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \implies 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA :  $b \geq 20$  on opte pour **b = 20 cm.**

Donc la poutre palière a pour dimensions :  $(b \times h) = (20 \times 30) \text{ cm}^2$



**3) Vérification selon le RPA 99 / version 2003**

- $h_t \geq 30$     $h_t = 30$  cm.....condition vérifiée
- $b \geq 20$     $b = 20$  cm.....condition vérifiée
- $\frac{h}{b} \leq 4 \implies \frac{30}{20} = 1.5 < 4$  .....condition vérifiée

**4) Détermination des charges :**

Poids propre de la poutre :

**Partie A** :  $G = 25 \times 0.20 \times 0.3 + (1.30 \times 2.2) = 2.86 \text{ KN/ml}$

**Partie B** :  $G = \frac{(0.20 \times 0.30 \times 25) + (1.30 \times 2.2)}{\cos 50.90^\circ} = 4.53 \text{ KN/ml}$

Réaction du palier (ELU)  $R_B = 32.34 \text{ KN/ml}$ .

Réaction du palier (ELS)  $R_B = 23.40 \text{ KN/ml}$ .

**5) Combinaison à considérer**

ELU (1.35G + R <sub>B</sub> )	ELS (G + R <sub>B</sub> )
$q_{uA} = 1.35G + R_B = 1.35 \times 2.86 + \frac{2 \times 32.34}{2.6} = 28.66$	$q_{sA} = G + R_B = 2.86 + \frac{2 \times 32.34}{2.6} = 27.66$
$q_{uB} = 1.35G + R_B = 1.35 \times 4.53 + \frac{2 \times 32.34}{2.6} = 30.91$	$q_{sB} = G + R_B = 4.53 + \frac{2 \times 32.34}{2.6} = 29.33$

Tableau III.4.1 : la combinaison des charges à l'ELU et à l'ELS

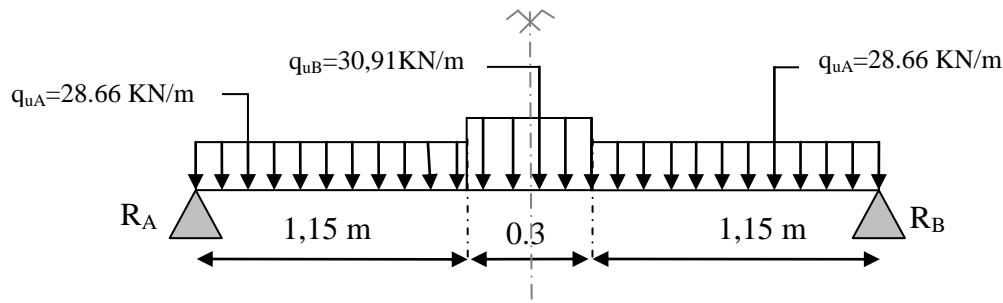


Figure III.4.1 : Schéma statique d'une poutre palière à l'ELU

## 6) Calcul du ferrailage (ELU)

### a. Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{75.19}{2} = 37.59 \text{ KN.}$$

### b. Calcul des moments et des efforts tranchants :

#### ➤ 1<sup>er</sup> tronçon : $0 \leq x \leq 1.15$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_{uA}x = 37.59 - 28.66x \\ T(x=0) \Rightarrow T_y = 37.59 \text{ KN} \\ T(x=1.15) = 37.59 - 28.66 \times 1.15 = 4.63 \text{ KN} \\ M(x) = R_A x - q_{uA} \frac{x^2}{2} = 37.59x - \frac{28.66}{2}x^2. \\ M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=1.15) = 24.27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### ➤ 2<sup>ème</sup> tronçon : $1.15 \leq x \leq 1.45$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_{uA}(1.15) - q_{uB}(x-1.15) \\ T(x=1.15) = 4.63 \text{ KN} \\ T(x=1.45) = -4.63 \text{ KN.} \\ T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{uA} \times 1.25 - q_{uB}(x-1.25) = 0 \\ T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{uA} \times 1.15 + q_{uB} \times 1.15}{q_{uB}} = 1.30 \text{ m} \\ x = 1.30 \text{ m} \quad ; \quad x \in [1.15, 1.45] \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(x) = R_A x - q_{uA} \times 1.15 \times (x - 0.575) - q_{uB} \left( \frac{(x-1.15)^2}{2} \right) \\ M(x=1.15) = 24.27 \text{ KN.m} \\ M(x=1.45) = 24.27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### Calcul du moment max :

$$M(x) = R_A x - q_{uA} \times 1.15 \times (x - 0.575) - q_{uB} \left( \frac{(x-1.15)^2}{2} \right).$$

On a pour :  $x = 1.30 \text{ m}$ :  $T_y = 0 \text{ KN}$ .

$$M(x = 1.30) = 24.62 \text{ KN.m}$$

### Correction des moments

#### ▪ Aux appuis :

$$M_a = -0.3M_0 = -0.3 \times 24.62 = -7.38 \text{ KN.m}$$

#### ▪ En travée :

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 24.62 = 20.92 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :  $T = R_A = R_B = 37.59 \text{ KN}$

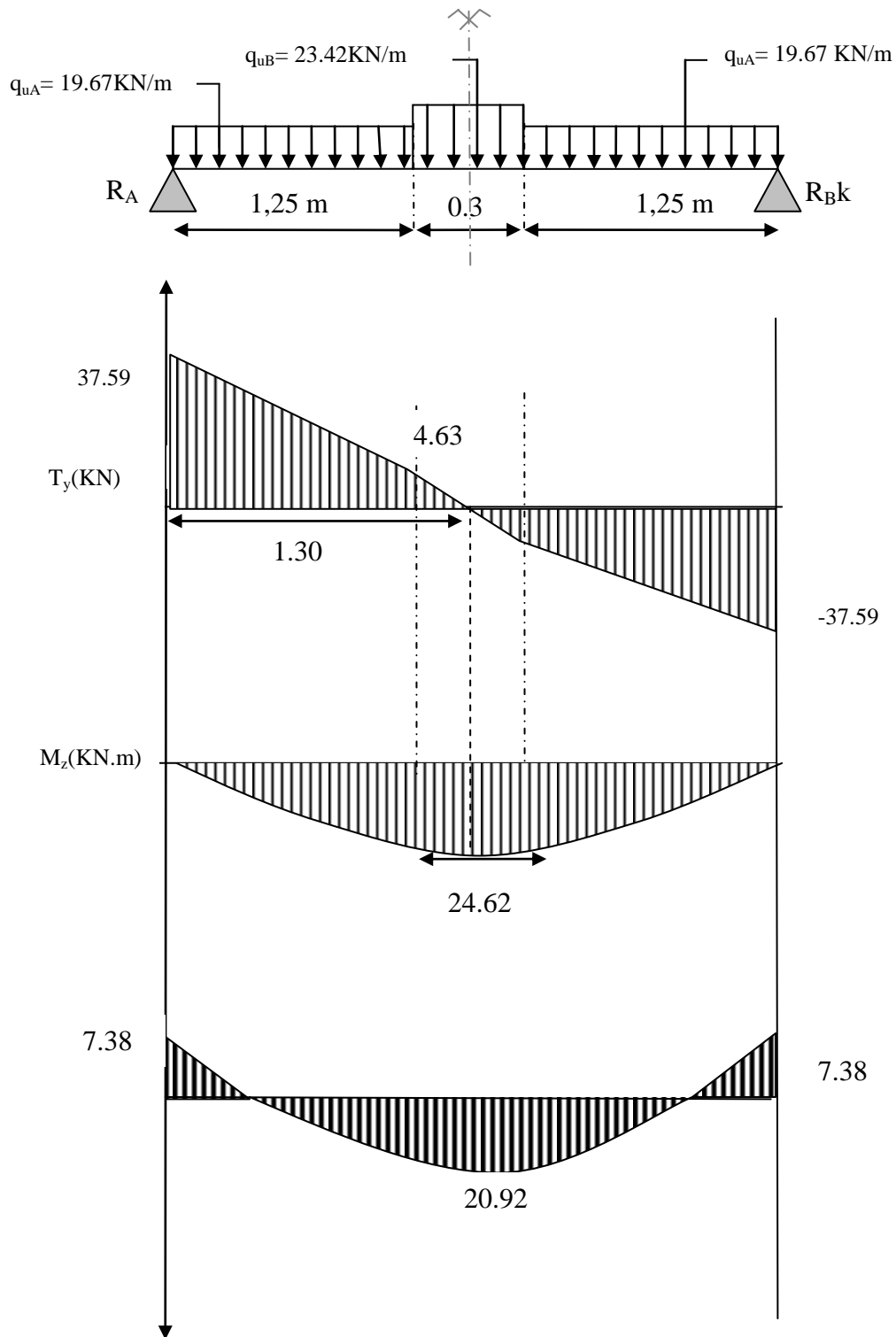


Figure III.4.2 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU

c. Calcul des armatures :

En travée	Aux appuis
$u_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{20.92 \times 10^6}{200 \times (280)^2 \times 14.2} = 0.09$ $u_b = 0.09 < 0.392 \rightarrow \text{SSA.} \rightarrow \beta = 0.953$	$u_b = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.38 \times 10^6}{200 \times (280)^2 \times 14.2} = 0.032$ $u_b = 0.032 < 0.392 \rightarrow \text{SSA.} \rightarrow \beta = 0.984$
$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma} = \frac{20.92 \times 10^3}{0.953 \times 28 \times 348} = 2.25 \text{ cm}^2$	$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma} = \frac{7.38 \times 10^3}{0.984 \times 28 \times 348} = 0.76 \text{ cm}^2$
<b>Soit 3HA12 = 3.93 cm<sup>2</sup></b>	<b>Soit 3HA12 = 3.93 cm<sup>2</sup></b>

Tableau III.4.2 : les armateurs aux appuis et en travée à l'ELU

d. Vérification à l'ELU :

**Vérification de la condition de non fragilité du béton :** [Art A 4.2 ,1/BAEL 91].

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 20 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.676 \text{ cm}^2$$

En travée :  $A_t = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.652 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

Aux appuis :  $A_a = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.652 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

**Vérification de contrainte tangentielle :** [Art A 5.1.2/BAEL 91]

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right\}$$

Avec  $V_u$  : effort tranchant maximal :  $V_u = 37.59 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{37.59 \times 10^3}{200 \times 280} = 0.67 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right\} = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPA} \right\} = \min \{3.33; 5 \text{ MPA}\}$$

$\tau_u = 0.67 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA}$  .....condition vérifiée.

**Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donne par :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{tj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA.}$$

Avec :  $\psi = 1.5$  pour les aciers HA.

$\sum u$  : Périmètre utile des aciers.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u} = \frac{37.59 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 5 \times 12 \times 3.14} = 0.79 \text{ MPA.}$$

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$  .....condition vérifiée.

e. Calcul des armatures transversales:

Les diamètres des armatures transversales doivent :

$$\phi \leq \min \left\{ \phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \phi \leq \min \{12; 8.57; 20\} = 8.57 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre de  $\phi = 8 \text{ mm}$ .

Donc on opte : 2HA8 = 1.00 cm<sup>2</sup>

$$s_t \leq \min \{0.9d; 40 \text{ cm}\} = \min \{24.3; 40 \text{ cm}\} = 24.3 \text{ cm}$$

Soit :  $s_t = 20 \text{ cm}$ .

**f. Ecartement des barres :**

D'après le règlement (RPA99, Art7.5.2.2) on obtient :

✓ **Zone nodale :**

$$s_t \leq \min \left\{ \frac{h}{14} ; 12\phi ; 30 \text{ cm} \right\} = \min \{ 7.5 ; 9.6 ; 30 \text{ cm} \} = 7.5 \text{ cm}$$

Soit  $s_t = 7 \text{ cm}$ .

✓ **Zone courante (travée) :**  $s_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$ .

**Calcul des moments à l'ELS :**

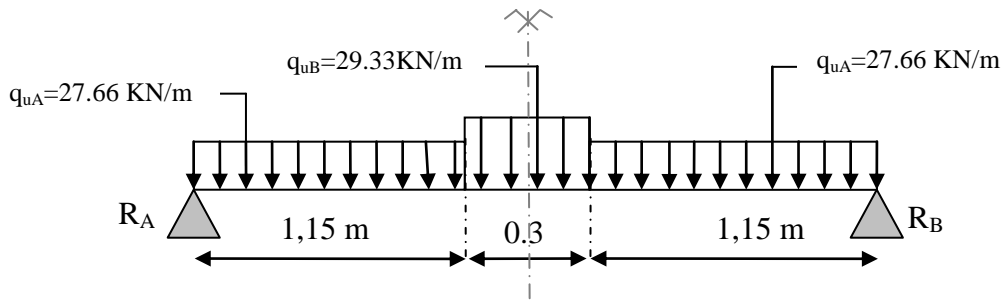


Figure III.4.3 : Schéma statique d'une poutre palière à l'ELS

**7) Calcul du ferrailage (ELU)**

**g. Réaction d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{72.41}{2} = 36.20 \text{ KN.}$$

**h. Calcul des moments et des efforts tranchants :**

➤ **1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.15$**

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_{uA}x = 36.20 - 27.66x \\ T(x=0) \Rightarrow T_y = 36.20 \text{ KN} \\ T(x=1.15) = 36.20 - 27.66 \times 1.15 = 4.39 \text{ KN} \\ M(x) = R_A x - q_{uA} \frac{x^2}{2} = 36.20x - \frac{27.66}{2} x^2. \\ M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=1.15) = 23.33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **2<sup>ème</sup> tronçon :  $1.15 \leq x \leq 1.45$**

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_{uA}(1.15) - q_{uB}(x-1.15) \\ T(x=1.15) = 4.39 \text{ KN} \\ T(x=1.45) = -4.40 \text{ KN.} \\ T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{uA} \times 1.25 - q_{uB}(x-1.25) = 0 \\ T(x)=0 \Rightarrow X = \frac{R_A - q_{uA} \times 1.15 + q_{uB} \times 1.15}{q_{uB}} = 1.30 \text{ m} \\ x = 1.30 \text{ m} ; x \in [1.15, 1.45] \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(x) = R_A x - q_{uA} \times 1.15 \times (x - 0.575) - q_{uB} \left( \frac{(x-1.15)^2}{2} \right) \\ M(x=1.15) = 23.33 \text{ KN.m} \\ M(x=1.45) = 23.33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Calcul du moment max :**

$$M(x) = R_A x - q_{uA} \times 1.15 \times (x - 0.575) - q_{uB} \left( \frac{(x-1.15)^2}{2} \right).$$

On a pour:  $x = 1.30$  m:  $T_y = 0$  KN.

$$M(x = 1.30) = 23.66 \text{ KN.m}$$

**Correction des moments**

▪ **Aux appuis :**

$$M_a = -0.3M_0 = -0.3 \times 23.66 = -7.09 \text{ KN.m}$$

▪ **En travée :**

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 23.66 = 20.11 \text{ KN.m}$$

**Effort tranchant :**  $T = R_A = R_B = 36.20 \text{ KN}$

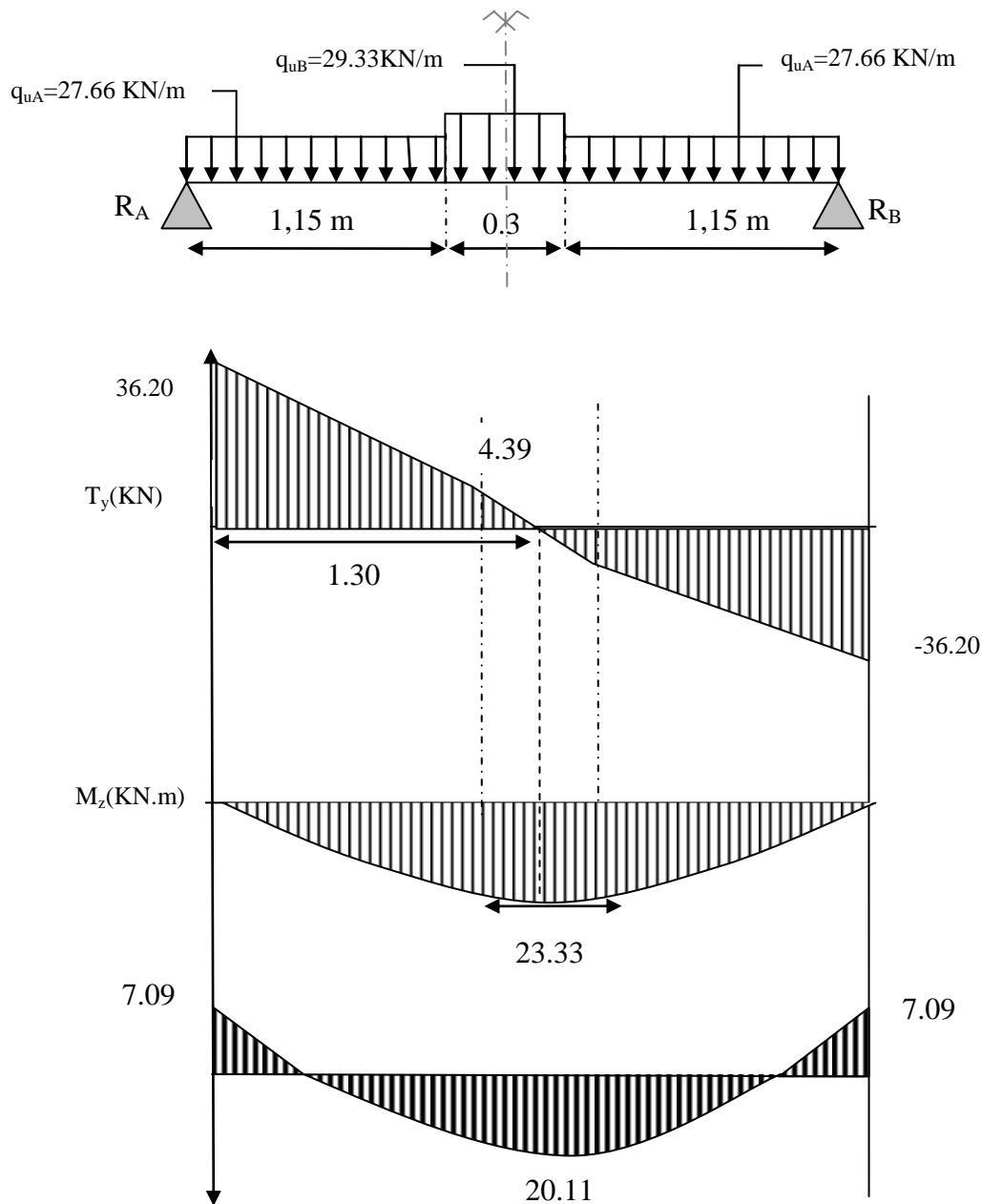


Figure III.4.4 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELS

**8) Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

**Etat limite de résistance de béton à la compression :** (Art. A.4.5, 2/BAEL 91)

La contrainte de compression est limitée à :  $0,6 f_{cj}$

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

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ dans le béton}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \text{ dans les aciers}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A} \text{ et } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

• **En appui :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.93}{20 \times 27} = 0.727 \implies K_1 = 25.48 \text{ et } \beta_1 = 0.876 \text{ par interpolation .}$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_a} = \frac{7.09 \times 10^3}{0.876 \times 28 \times 3.93} = 73.55 \text{ MPA}$$

$$\implies \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{La contrainte dans le béton est : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{73.55}{25.48} = 2.88 \text{ MPA.}$$

$$\implies \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.93}{20 \times 27} = 0.727 \qquad K_1 = 25.48 \text{ et } \beta_1 = 0.876 \text{ par interpolation .}$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_t} = \frac{20.11 \times 10^3}{0.876 \times 28 \times 3.93} = 208.62 \text{ MPA}$$

$$\implies \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{La contrainte dans le béton est : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{208.62}{20.36} = 10.24 \text{ MPA.}$$

$$\implies \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**Vérification de la flèche :**

Les règles (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{260} = 0.115 \geq 0.062 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{30}{260} \geq \frac{20.11}{10 \times 23.33} = 0.115 \geq 0.086 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_u}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{3.93}{20 \times 28} \leq \frac{4.2}{400} = 0.007 \leq 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

On se dispense du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors aucune vérification n'est à effectuer.

**Conclusion :**

On adopte les armatures calculées à l'ELU (elles sont vérifiées à l'ELS).

La poutre est de dimension h=35cm et b=25 cm

**Armatures longitudinales :** En travée : **3HA12**, Aux appuis : **3HA12**

**Armatures transversales** Un cadre et étrier : **2HA8**

### III.5: Étude de la poutre de chaînage :

La poutre de chaînage est considérée comme une poutre continue avec une inertie constante et qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures.

#### 1) Pré-dimensionnement :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

- **L'épaisseur :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{400}{15} = 26,66 \text{ cm} \leq h \leq \frac{400}{10} = 40 \text{ cm}$$

On opte pour  $h = 30 \text{ cm}$

- **La largeur :**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 0,4 \times 30 = 12 \text{ cm} \leq b \leq 0,7 \times 30 = 21 \text{ cm}$$

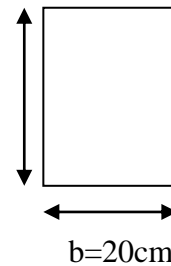
On opte pour une largeur  $b = 20 \text{ cm}$

#### 2) Évaluation des charges :

**Les charges permanentes :**

- Poids propre de la poutre :  $0,2 \cdot 0,3 \cdot 25 = 1,5 \text{ KN/ml}$
  - Poids du mur (double cloison) :  $(4,08 - 0,3) \cdot 2,2 = 8,32 \text{ KN/ml}$
  - Poids du plancher :  $5,26 \times 0,65/2 = 1,71 \text{ KN/ml}$
- $G_{\text{tot}} = 11,35 \text{ KN/ml}$

$h = 30 \text{ cm}$



**La surcharge d'exploitation :**

- $Q = 2,5 \times 0,65/2 = 0,812 \text{ KN/ml}$

#### 3) Combinaisons des charges :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 11,35 + 1,5 \times 0,812 = 16,54 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 11,35 + 0,812 = 12,16 \text{ KN/ml}$$

#### 4) Etude de la poutre à l'ELU :

On considère que la poutre repose sur deux appuis simples.

#### Calcul des moments

A fin de tenir compte des semi-encastremets aux appuis, on affectera les moments par des coefficients.

➤ **en travée :**  $M_t = 0,85 \times 16,54 \times \frac{4^2}{8} = 28,12 \text{ KN.m}$

➤ **Aux appuis :**  $M_a = -0,3 \times 16,54 \times \frac{4^2}{8} = -9,92 \text{ KN.m}$

➤ **les réactions d'appuis :**  $R_a = R_b = \frac{q_u l}{2} = \frac{16,54 \times 4}{2} = 33,08 \text{ KN}$

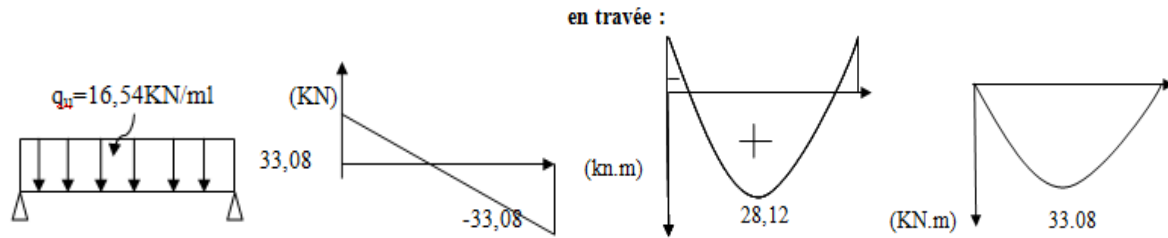


Figure III.5.1 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU

5) Calcul des armatures :

➤ en travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bxd^2xf_{bc}} = \frac{28,12 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14,2} = 0,126$$

$$\mu = 0,126 < \mu_l = 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,126 \rightarrow \beta = 0,932$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta x d x \sigma_{st}} = \frac{28,12 \times 10^3}{0,932 \times 28 \times 348} = 3,09 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **3HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>**

➤ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_t}{bxd^2xf_{bc}} = \frac{9,92 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14,2} = 0,108$$

$$\mu = 0,108 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{la section est simplement armé}$$

$$\mu = 0,108 \rightarrow \beta = 0,943$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta x d x \sigma_{st}} = \frac{9,92 \times 10^3}{0,943 \times 28 \times 348} = 1,079 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **3HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>**

6) Vérification à ELU :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 20 \times 28 \frac{2,1}{400} = 0,68 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{min} = 0,68 \text{ cm}^2 \\ A_{st}^a = 4,62 \text{ cm}^2 \\ A_{st}^t = 4,62 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \implies \left\{ \begin{array}{l} A_{st}^a > A_{min} \\ A_{st}^t > A_{min} \end{array} \right. \implies \text{Condition vérifié}$$

Vérification au cisaillement :

$$\text{On a } T_u = 33,08 \text{ kN} ; \tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{33,08 \times 10^3}{200 \times 280} = 0,187 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,3 ; 5 \text{ MPa} \} = 3,3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,187 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,3 \text{ MPa} \rightarrow \text{la condition est vérifié}$$

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

Dans le béton : (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 313)

$$T_u = 33,08 \text{ KN} < 0,4b0,9d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 564,48 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifié.}$$

**Sur les aciers : (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321)**

$$A_a = 4,62 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left( 33,08 + \frac{-28,12}{0,9 \times 0,28} \right) 10 = 2,26 \text{ cm}^2 \rightarrow C.V$$

On constate que l'effort tranchant n'a pas d'influence sur les armatures.

**Vérification à l'entraînement des barres : (BAEL 91 modifié 99/Art A.6.1, 3) :**

$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}$  ; avec :  $\psi_s = 1,5$  pour les barres a haut adhérence.

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

$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U_i}$  avec :  $\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n\pi\phi = 3 \times 3,14 \times 0,14 = 1,32 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{33,08 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 132} = 0,994 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{la condition est vérifié}$$

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

**Calcul des ancrages des barres : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 21) :**

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_s} = \frac{400\phi}{4 \times 3,15} = 31,75\phi \text{ Pour } (\phi = 1,4 \text{ cm}) \quad L_s = 31,75 \times 1,4 = 44,45 \text{ cm}$$

Nous adaptions pour des raisons pratiques un crochet normal qui sera calculé comme suit :

$$L_r = 0,4L_s = 0,4 \times 44,45 = 17,78 \text{ cm}$$

**Calcul des armatures transversales :**

$$\text{Diamètre : } \phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l \right\} \rightarrow \phi_t \leq \min \{ 0,85 ; 2,1 \}$$

En prend comme diamètre:  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  . On adoptera comme armatures transversales un cadre et un étrier, donc :  $A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$

**Écartements des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(0,9 \times 28; 40 \text{ cm}) = \min(25,2 \text{ cm} ; 4 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} > 0,4 \text{ MPa} \rightarrow \frac{2,01 \times 400}{20 \times 20} = 2,01 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

**Espacement entre les barres :**

Selon (RPA 99 Version 2003/Art : 7.5.2.2) ; l'espacement doit vérifier :

- **Sur appuis :**  $e_a \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi ; 30 \right) = \min(7,5 ; 12 ; 30) \rightarrow e_a = 7 \text{ cm}$
- **En travée :**  $e_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \rightarrow e_t = 15 \text{ cm}$

Vérification à l'ELS :

$$q_s = G+Q = 11,35+0,812=12,16\text{KN/ml}$$

Les réactions d'appuis :

$$R_a = R_b = \frac{q_s l}{2} = \frac{12,16 \times 4}{2} = 24,32 \text{ KN}$$

$$M_0 = \frac{q_s x l^2}{8} = \frac{12,16(4)^2}{8} = 24,32 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement :

$$M_a = -0,3 \times 24,32 = -7,296 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times 24,32 = 20,67 \text{ KN.m}$$



Figure III.5.2 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

7) Calcul des contraintes dans le béton et l'acier :

La fissuration est considérée comme préjudiciable d'où on doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

$$\eta = 1.6 \text{ (acier haut adhérence) } \begin{cases} HA \geq 6\text{mm} \\ FeE400 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2 \times 400}{3}, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \{ 266,67 ; 201,63 \} \rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  Avec  $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \text{ avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} \text{ (une poutre soumise à la flexion simple)}$$

$K_1 ; \beta_1$ : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de  $\rho$ , qui égale à :  $\rho = \frac{100 A_{st}}{b_0 d}$

➤ En travée :

$$\rho = \frac{100 A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 4,62}{20 \times 28} = 0,852 \rightarrow \beta_1 = 0,871 ; K_1 = 23,76$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{20,67 \times 10^6}{0,871 \times 280 \times 4,62 \times 10^2} = 183,45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{183,45}{23,76} = 7,72 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 7,72 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifier}$

➤ Sur appuis :

$$\rho = \frac{100 A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 4,62}{20 \times 28} = 0,852 \rightarrow \beta_1 = 0,871 ; K_1 = 23,76$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{7,296 \times 10^6}{0,871 \times 280 \times 4,62 \times 10^2} = 64,76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{64,76}{23,76} = 2,725 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,725 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 183,45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Vérification de la flèche : (BAEL.99/Art : B.6.5.2)**

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{h}{l} = 0,075 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{h}{l} = 0,075 < \frac{M_t}{10M_0} = 0,082 \rightarrow \text{condition n'est pas vérifiée}$$

Vu que la condition (a) n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

$$f \leq \bar{f} \text{ avec : } f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \text{ et } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm.}$$

$\bar{f}$  : La flèche admissible

$I$  : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - c_2)^2$$

$E_v$  : module de déformation différée

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818,86 \text{ MPa.}$$

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

$$V_1 = \frac{S_{XX'}}{B_0}$$

$B_0$  : surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15A_t = (20 \times 30) + 15 \times 4,62$$

$$B_0 = 669,3 \text{ cm}^2$$

$$S_{XX'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t d = \frac{20 \times 30^2}{2} + 15 \times 4,62 \times 28 = 10940,4 \text{ cm}^3$$

$$\text{D'où : } \Rightarrow V_1 = \frac{S_{XX'}}{B_0} = \frac{10940,4}{669,3} = 16,35 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 30 - 16,35 = 13,65 \text{ cm}$$

Donc, le moment d'inertie de la section homogène :

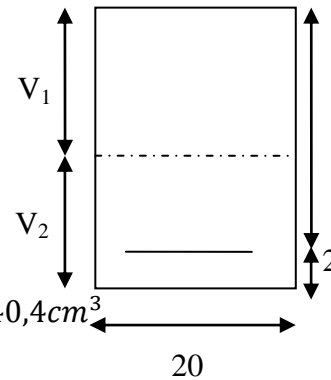
$$I = \frac{20}{3}((16,35)^3 + (13,65)^3) + 15 \times 4,62(13,65 - 2)^2$$

$$I = 55499,1 \text{ cm}^4$$

D'où :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12,16 \times 4000^4}{10818,86 \times 55499,1 \times 10^4} = 6,75 \text{ mm}$$

$$f < \bar{f} \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée}$$



**III.6: Planchers**

La structure comporte des planchers en corps creux, d'une dalle de compression et des poutrelles préfabriquées, disposées suivant le sens longitudinal (le sens de la petite portée) et sur lesquelles repose le corps creux.

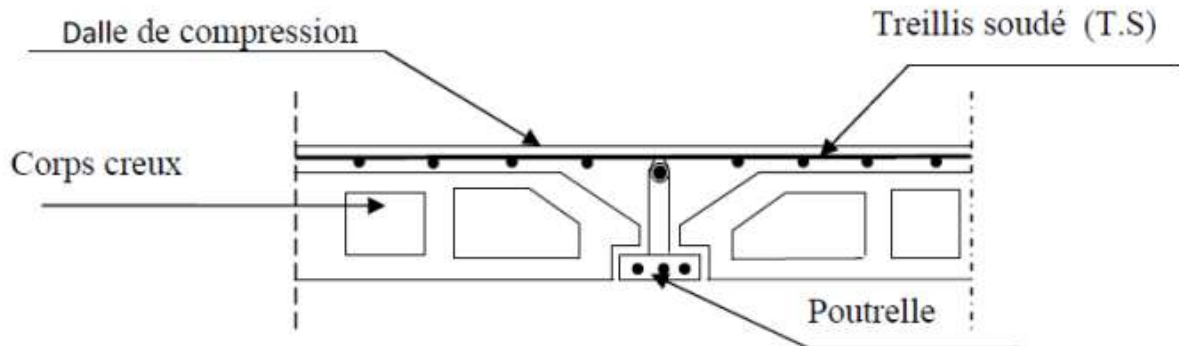


Figure III.6.1 : plancher en corps creux

Les poutrelles sont de sections en T, distantes de **65 cm** entre axes, elles possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu, sa dimension est de **16 cm**.

**1) Ferrailage de la dalle de compression :**

La dalle de compression est calculée sur place, elle aura une épaisseur de **4 cm** et sera armée d'un treillis soudé (TLE 520,  $\Phi \leq 6$  mm) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au **BAEL 91 (Art B.6.8.423)**.

**33 cm** pour les barres // aux poutrelles.

**20 cm** pour les barres  $\perp$  aux poutrelles.

**2) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \cdot L}{f_e}$$

Avec  $L = 65\text{cm}$  distance entre axes des poutrelles.

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5\text{cm}^2 \quad \text{On prend : } 5T6 = 1.41\text{cm}^2 \quad \text{avec } e = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

**3) Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.705\text{cm}^2 \quad \text{On prend : } 5T6 = 1.41\text{cm}^2 \quad \text{avec } e = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

Donc on adopte à un treillis soudé TLE520 (6x6x200x200)

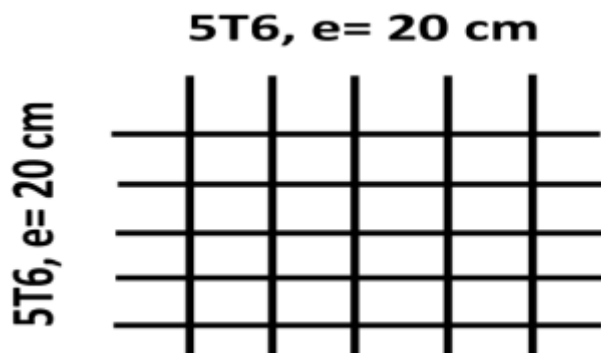


Figure III.6.2 : TLE520 (6x6x200x200)

#### 4) Étude de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes à savoir avant et après coulage de la dalle de compression.

**Disposition des poutrelles :** Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

#### Calcul des poutrelles :

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

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités elle doit supporter au plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à 0.95 KN/m<sup>2</sup> et la surcharge de l'ouvrier.

**Poids propre de la poutrelle :**  $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$

**Poids du corps creux :**  $G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$

Avec :  $L = 65 \text{ cm}$  largeur de l'hourdis.

$G = G_1 + G_2 = 0.012 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml} \implies G = 0.74 \text{ KN/ml}$

**Surcharge due à l'ouvrier :**  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

#### Calcul à l'ELU :

##### Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

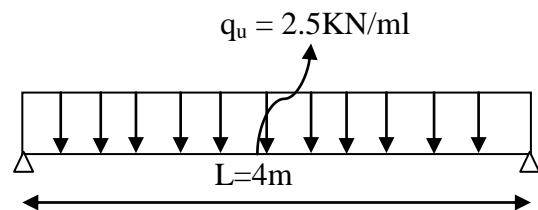
$$q_u = 2.5 \text{ KN/ml}$$

##### Calcul du moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times (4^2)}{8} = 5 \text{ KN.m}$$

##### Calcul de l'effort tranchant :

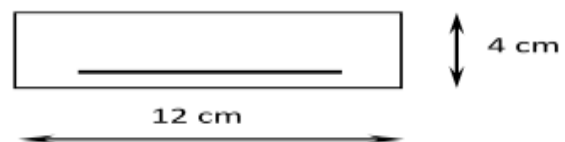
$$T = \frac{q_u x l}{2} = \frac{2.5 \times 4}{2} = 5 \text{ KN}$$



##### Calcul de la section d'armature :

Soit l'enrobage  $c = 2 \text{ cm}$

La hauteur  $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$



$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 7.34 > \mu_l = 0.392 \implies \text{Section doublement armé (S.D.A)}$$

#### Conclusion :

Vu les faibles dimensions de la poutrelle (**12 x 4**) ; il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, donc il faut prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées (**Asc = 0**) ne soient pas nécessaires.

❖ **Après coulage de la dalle de compression :**

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en **Té** ; avec une inertie constante reposant sur des appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremements partiels et les autres comme appuis simple.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « **qu** » uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges).

A ce stade, la poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

$$b_1 = 26.5cm$$

**Largeur efficace de la table de compression : (Article A.4.1.3 / BAEL 91)**

La largeur efficace est une longueur réduite de la table de compression avec une répartition uniforme des contraintes normales.

Les contraintes de compression diminuent lorsqu'on s'éloigne de l'âme, ce phénomène est plus sensible pour les tables dont la largeur est plus importante par rapport à l'épaisseur. La largeur des hourdis à prendre en compte de chaque coté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$b_1 = \min\left(\frac{L_x}{10}; \frac{L_y - b_0}{2}\right) = \min\left(\frac{400}{10}; \frac{65 - 12}{2}\right) \rightarrow b_1 = \min(40; 26.5)$$

$$b_1 = 26.5cm$$

❖ **Choix de la méthode de calcul :**

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide des méthodes suivants

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

**Méthode forfaitaire :**

**Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire : (Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99) :**

- I. La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/ m<sup>2</sup> (habitation)  
 $Q \leq \max \{ 2G ; 5KN/ml \}$
- II. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- III. Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre **0.8** et **1.25**
- IV. La fissuration est considérée comme **non préjudiciable**.

**Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

1) Calcul de poids et surcharges des planchers :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Plancher Terrace : } G = 5.61 \times 0.65 = 3.65 \text{KN/m}^2 \\ Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{KN/m}^2 \end{array} \right\} Q \leq \{ 2G ; 5 \text{KN/ml} \}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Plancher à étage courant : } G = 5.26 \times 0.65 = 3.42 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\} Q \leq \{2G ; 5 \text{ KN/ml}\}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Plancher à étage service : } G = 5.26 \times 0.65 = 3.42 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\} Q \leq \{2G ; 5 \text{ KN/ml}\}$$

La condition est vérifiée.

2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.  $\implies$  La condition est vérifiée.

3) les portées successives sont dans un rapport :  $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

Pour le bloc (A) :

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{4}{4} = 1; \frac{L_2}{L_3} = \frac{4}{3} = 1.33; \frac{L_3}{L_4} = \frac{3}{2.5} = 1.2 \implies \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

Pour le bloc (B) :

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3}{4} = 0.75; \frac{L_2}{L_3} = \frac{4}{4} = 1; \frac{L_3}{L_4} = \frac{4}{3} = 1.33 \implies \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

Conclusion :

- ✓ La méthode forfaitaire n'est pas applicable.
- ✓ Application de la méthode des trois moments à l'aide de l'etabs, qui est un logiciel basé sur les calculs sur la méthode des trois moments.

Plancher étage de service et le RDC :

$$G = 5,26 \times 0,65 = 3,419 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/m}^2$$

Combinaisons de charge :

$$\text{ELU : } 1,35G + 1,5Q = 7,05 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } G + Q = 5,05 \text{ KN/ml}$$

### 5) Méthode des trois moments :

Principe de la méthode :

Moments Aux appuis :

$$M_{i-1} + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}l_{i+1} = \frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4}$$

Moments en travées :

$$M(x) = \mu_x + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \left(\frac{x}{l_i}\right)$$

$$\text{Avec : } \mu_x = \frac{qxl}{2} x - \frac{q}{2} x^2$$

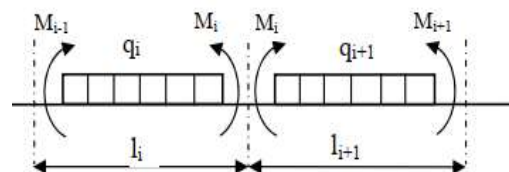
La position du moment maximale en travée :

$$x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{ql_i}$$

Avec :  $M_{i-1}$  ;  $M_i$  ;  $M_{i+1}$  : sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis :  $i-1$  ;  $i$  ;  $i+1$

$l_i$  : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

$l_{i+1}$  : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'.



$q_i$ : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

$q_{i+1}$ : Charge répartie à droite de l'appui 'i'.

Dans notre cas nous avons la même charge ( $q_i = q_{i+1}$ )

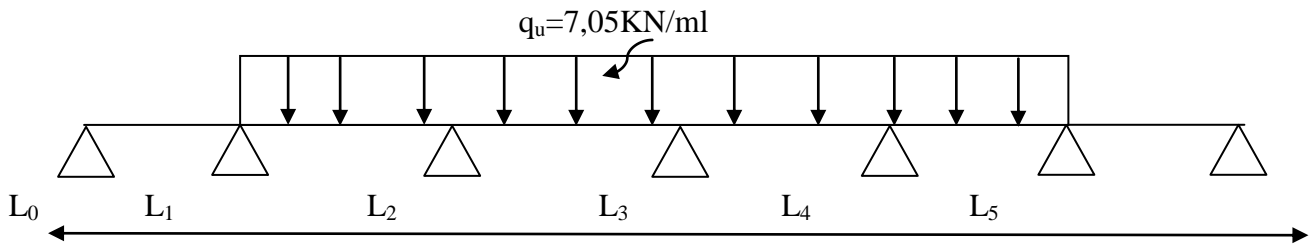


Figure III.6.3 : Schéma statique équivalent

Pour le RDC et l'étage de service (le cas le plus défavorable)

$$G = 5,26 \times 0,65 = 3,419 \text{ KN/ml} \quad Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,419 + 1,5 \times 1,625 = 7,05 \text{ KN/ml}$$

On a un système symétrique telle que :  $L_1 = L_4 = 3\text{m} / L_2 = L_3 = 4\text{m}$

Calcul à l'ELU :

Calcul des moments fléchissant :

Moments aux appuis :

Appuis	$L_i$ (m)	$L_{i+1}$ (m)	$q_i=q_{i+1}$ (KN/ml)	$M_{i-1} + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \frac{l_i l_{i+1}}{l_i + l_{i+1}}$ $= \frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4}$	$M_i$ (KN.m)
1	0	3	7,05	$6M_0 + 3M_1$	-4,12
2	3	4	7,05	$3M_0 + 14M_1 + 4M_2$	-7,62
3	4	4	7,05	$4M_1 + 16M_2 + 4M_3$	-10,29
4	4	3	7,05	Par symétries $M_1 = M_3$	-7,62
5	3	0	7,05	Par symétries $M_0 = M_4$	-4,12

Tableau III.6.1 : moments fléchissant à l'ELU

**Remarque :**

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis, on diminue ces derniers de 1/3 et on utilisera le moment corrigé pour le calcul des moments en travées.

**Calcul des moments corrigés aux appuis :**

$$M_0 = -4,12 - (1/3) \times (-4,12) = -2,74 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -7,62 - (1/3) \times (-7,62) = -5,08 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -10,29 - (1/3) \times (-10,29) = -6,86 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -7,62 - (1/3) \times (-7,62) = -5,08 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -4,12 - (1/3) \times (-4,12) = -2,74 \text{ KN.m}$$

**Moment aux travées :**

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M_{(x)} = \frac{ql}{2} x - \frac{q}{2} x^2 + M_i + (M_{i+1} + M_i) \frac{x}{L}$$

xi : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation :

$$\frac{d(M_x)}{d(x)} = \frac{l}{2} + \frac{(M_{i+1} - M_i)}{ql_i}$$

travées	L(m)	q <sub>u</sub> (KN/l)	M <sub>i</sub> (KN.m)	M <sub>i+1</sub> (KN.m)	X(m)	M <sub>(x)</sub> (KN.M)	M <sub>t</sub> (KN.m)
0-1	3	7,05	-2,74	-5,08	1,39	-3,53x <sup>2</sup> + 9,79x - 2,74	4,05
1-2	4	7,05	-5,08	-6,86	1,94	-3,52x <sup>2</sup> + 13,66x - 5,08	8,13
2-3	4	7,05	-6,86	-5,08	2,1	-3,52x <sup>2</sup> + 14,55x - 6,86	8,13
3-4	3	7,05	-5,08	-2,74	1,61	-3,52x <sup>2</sup> + 11,35x - 5,08	4,05

Tableau III.6.2 : moments corrigés aux appuis et aux travées

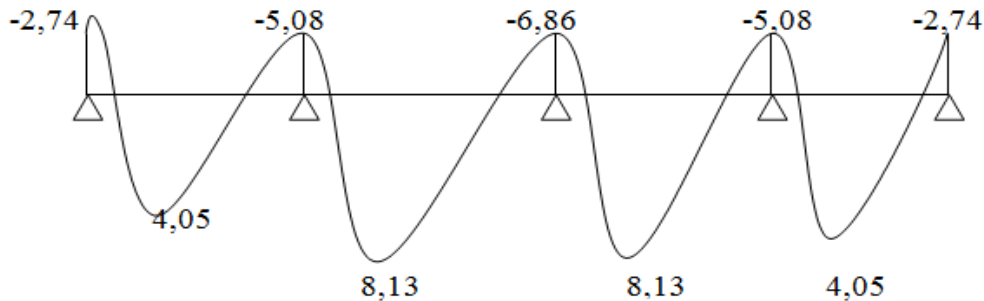


Figure III.6.4 : diagramme des moments corrigés aux appuis et aux travées

Calcul des efforts tranchants :

$$V(x) = qx + \frac{ql}{2} + \left( \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \right)$$

Travées	L(m)	q <sub>u</sub> (KN/ml)	M <sub>i</sub> (KN.m)	M <sub>i+1</sub> (KN.m)	V(x)	
					X=0	X=l
1-2	3	7,05	-2,74	-5,08	9,80	-11,35
2-3	4	7,05	-5,08	-6,86	13,68	-14,52
3-4	4	7,05	-6,86	-5,08	13,68	-14,52
4-5	3	7,05	-5,08	-2,74	9,80	-11,52

Tableau III.6.3 : Calcul des efforts tranchants

$$M_t^{max} = 8,13 \text{ KN.m} \quad M_a^{max} = 10,29 \text{ KN.m}$$

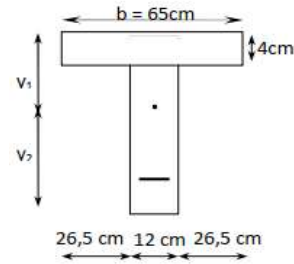
### 6) Ferrailage à l'ELU :

Armatures longitudinales :

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_t^{max} = 8,13 \text{ KN.m} \quad M_a^{max} = 10,29 \text{ KN.m}$$

La poutrelle sera en **Té** dont les caractéristiques géométriques suivantes :  
 $b = 65\text{cm}$ ;  $b_0 = 12\text{cm}$ ;  $h = 20\text{cm}$ ;  $h_0 = 4\text{cm}$ ;  $d = 18\text{cm}$



➤ **En travée :**

$$M_t^{max} = 5,73 \text{ KN.m}$$

$$M_t = b x h_0 x \left( d - \frac{h_0}{2} \right) x f_{bu} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_t = 0,65 x 0,04 \left( 0,18 - \frac{0,04}{1} \right) x 14,2 x 10^3 = 59,07 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{max} = 8,13 \text{ KN.m} < M_t = 59,07 \text{ KN.m}$$

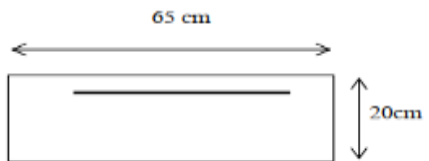
L'axe neutre se trouve dans la table de compression D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de  $(65 \times 20) \text{ cm}^2$ .

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b x d^2 x f_{bu}} = \frac{8,13 x 10^5}{65 x 18^2 x 14,2 x 10^2} = 0,027$$

$$\mu = 0,024 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0,9865$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8,13 x 10^5}{0,9865 x 18 x 348 x 100} = 1,31 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$$



➤ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b x d^2 x f_{bu}} = \frac{10,29 x 10^5}{65 x 18^2 x 14,2 x 10^2} = 0,034$$

$$\mu = 0,038 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_{ap} = \frac{M_a^{max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10,29 x 10^5}{0,983 x 18 x 348 x 100} = 1,67 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

**Calcul des armatures transversales :**

**Diamètre maximale des barres : (BAEL91, art /A.7.2.2)**

$$\phi \leq \min \left( \frac{b_0}{10}, \phi_1, \frac{h}{35} \right) = \min \left( \frac{120}{10}, 10, \frac{200}{35} \right) = 5,7 \text{ mm}$$

On opte pour  $\phi = 6 \text{ mm}$

**Espacement des barres : (BAEL91 / art A5.1 ,22) :**

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm} ) = (0,9 x 18 ; 40 \text{ cm} ) = 16,2 \text{ cm}$$

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

**Vérification à L'ELU :**

**Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL99) :**

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 x 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0.23 x 65 x 18 \frac{2.1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

En travée :

$$A_{st} = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

Sur appuis :

$$A_{ap} = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

**Vérification au cisaillement : (Art A.5.1.211/BAEL91) :**

Nous avons des fissurations peu nuisibles :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bxd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{bxd}; [5MPa] \right\}$$

$$\bar{\tau} = \min\{3,33 MPa; 5 MPa\}$$

$$V_u = V_u^{max} = 14,52 KN \quad ; \quad \tau_u = \frac{V_u}{bxd} = \frac{14,52 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,67 MPa$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \implies \text{Pas de risque de cisaillement}$$

**Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (Art. A.6.1.3/BAEL91) :**

Il faut vérifier cette condition :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa$

$\psi_s$  : Coefficient de scellement.

$$V_u = V_u^{max} = 14,52 KN$$

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

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

En travée :

$$\sum U_i = 3\pi\phi = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,2 mm$$

$$\tau_{se} = \frac{14,52 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94,2} = 0,95 MPa \rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \implies$$

Condition vérifiée ; donc Pas de risque d'entraînement des barres.

Aux appuis :

$$\sum U_i = 3\pi\phi = 2 \times 3,14 \times 10 = 62,8 mm$$

$$\tau_{se} = \frac{14,52 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 62,8} = 1,43 MPa \rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \implies$$

Condition vérifiée ; donc Pas de risque d'entraînement des barres.

**Longueur de scellement droit : (BAEL 91/Art A.6.1, 221)**

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{Telle que : } \tau_{su} = 0,6\psi_s^2 f_{tj} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 MPa$$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 cm \implies l_s = 40 cm$$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est :  $l_c = 0,4 \times l_s$  (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$L_c = 0,4 \times 40 = 16 cm.$$

**L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (Art : A.5. 1. 313) :****Appuis de rive :**

$$\frac{2xV_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} ; \quad \frac{2xV_u}{b_0 \times 0,9d} = \frac{2 \times 14,52 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = 1,49 MPa ; \quad \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 MPa$$

$1,49 < 13,33$  ..... condition vérifiée

**Appuis intermédiaires : (art. A.5.1.321/BAEL 91) :**

Si la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'ELU est  $M_u < 0,9 \times V_u \times d$  on doit prolonger les armatures en travées au-delà des appuis et y ancrer une section des armatures suffisante pour équilibrer un effort égale à :

$$V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}$$

$0,9x dxV_u = 0,9x0,18x14,52 = 2,35 KN.m < M_u = 5,08KN.m \implies C.V$   
 Les armatures calculées sont suffisante.

**Section minimale d'armatures inferieures sur appui : (art. A5.1.313.BAEL 91) :**

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} x V_u \quad ; \quad \frac{\gamma_s}{f_e} x V_u = \frac{1,15}{400} x 14,52 = 0,417cm^2 \quad A_s = 1,57cm^2 > 0,417cm^2$$

La condition est vérifiée

**Contrainte minimale de compression sur appui : (A .5.1.322.BAEL91) :**

$$\sigma_{mb} = \frac{V_u}{b_0 x 0,9d} \leq \frac{1,3f_{c28}}{\gamma_b} \quad ; \quad \sigma_{mb} = \frac{14,52x10^3}{120x180x0,9} = 0,75 MPa \quad ; \quad \frac{1,23f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{1,3x25}{1,5} = 21,66MPa$$

La condition est vérifiée.

**7) Calcul à l'ELS : ELS : G+Q = 5,05 KN/ml**

**Les efforts internes à l'E.L.S : (BAEL 91 ; modifié 99)**

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient  $(q_s/q_u) = \frac{5,05}{7,05} = 0,716$

**Calcul des moments fléchissant aux appuis et en travées :**

	M <sub>s</sub> (KN.m)				
Moment	-2,74	-5,08	-6,86	-5,08	-2,74
M <sub>x</sub> ( $\frac{q_s}{q_u}$ )	-1,96	-3,64	-4,91	-3,64	-1,96

Tableau III.6.4 : les moments fléchissant aux appuis

Travées	M <sub>t:1-2</sub>	M <sub>t:2-3</sub>	M <sub>t:3-4</sub>	M <sub>t:4-5</sub>
M <sub>st</sub> (KN.m)	2,89	5,82	5,82	2,89

Tableau III.6.5 : les moments fléchissant en travées

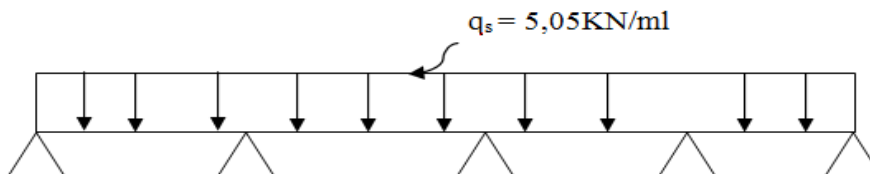


Figure III.6.4 : Schéma statique de la poutrelle

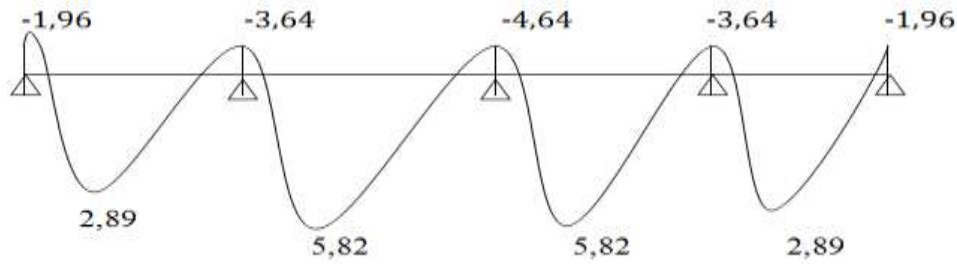


Figure III.6.5 : Diagramme des moments

Calcul des efforts tranchants :  $V_s = 0,716xV_u$

Travées	L(m)	$q_u$ (KN/ml)	$M_i$ (KN.m)	$M_{i+1}$ (KN.m)	$V(x)$	
					$X=0$	$X=l$
1-2	3	7,05	-1,96	-3,64	1,4	-2,6
2-3	4	7,05	-3,64	-4,91	2,6	-3,52
3-4	4	7,05	-4,91	-3,64	3,52	-2,6
4-5	3	7,05	-3,64	-1,96	2,6	-1,4

Tableau III.6.5 : les efforts tranchants à l'ELS

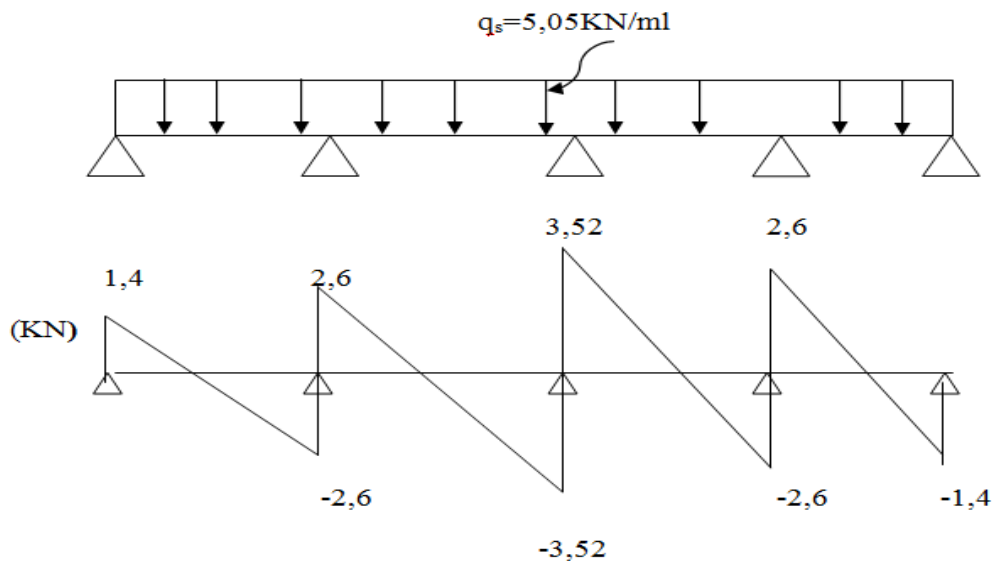


Figure III.6.6 : Schéma statique de la poutrelle et Diagramme des efforts tranchants

Conclusion :

$$M_{sa}^{max} = 4,64 \text{ KN.m}$$

$$M_{st}^{max} = 5,82 \text{ KN.m}$$

Vérification à l'E.L.S :  $\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

Calcul du moment limite de service  $M_{ls}$  équilibré par le béton seul (sans armatures comprimées) :

$$\bar{\alpha} = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 348} = 0,392$$

$$M_{ls} = 0,5bx d^2 \bar{\alpha} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) = 0,5 \times 65 \times 17,5^2 \times 15 \times 0,392 \left(1 - \frac{0,392}{3}\right) = 50,88 \text{ KN.m}$$

$M_{ls} > M_s$   $\implies$  armatures simples suffisent.

**Aux appuis :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{bx d^2 \bar{\sigma}_{st}} = \frac{4,64 \times 10^3}{65 \times 17,5^2 \times 348} = 0,00067$$

$$\mu_1 = 0,00067 \text{ Du tableau} \quad \rho_1 = 0,07 \quad \alpha_1 = 0,225$$

$$A_{st} = \frac{bd \rho_1}{100} = \frac{65 \times 17,5 \times 0,07}{100} = 0,796 \text{ cm}^2$$

$A_{sta} = 0,796 \text{ cm}^2 < A_{sta} = 1,57 \text{ cm}^2$  donc les armatures de l'ELU suffisent.

**En travées :**

$$M_{ls} = 0,5bx d^2 \bar{\alpha} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) = 0,5 \times 65 \times 17,5^2 \times 0,392 \left(1 - \frac{0,392}{3}\right) = 33,91 \text{ KN.m}$$

$M_{ls} > M_s$   $\implies$  armatures simples suffisent.

$$\mu_1 = \frac{M_s}{bx d^2 \bar{\sigma}_{st}} = \frac{5,82 \times 10^3}{65 \times 17,5^2 \times 348} = 0,00084$$

$$\mu_1 = 0,00084 \text{ Du tableau} \quad \rho_1 = 0,088 \quad \alpha_1 = 0,270$$

$$A_{st} = \frac{bd \rho_1}{100} = \frac{65 \times 17,5 \times 0,088}{100} = 1,001 \text{ cm}^2$$

$A_{sts} = 1,001 \text{ cm}^2 < A_{sts} = 2,35 \text{ cm}^2$  donc les armatures de l'ELU suffisent.

**État limite d'ouverture des fissures :** Les fissurations étant peu préjudiciables  
Aucune vérification n'est à effectuer.

**Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 91) :**

On doit vérifier :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

**Aux appuis :**

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$  h : hauteur de la section est égale à 20 cm.
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_{st}}{M_0}$  L : portée libre est égale à 455 cm.
- $\frac{A_{st}}{bx d} \geq \frac{4,2}{f_e}$  A : section des armatures tendues

**Mst : moment fléchissant max en travée :**

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{400} = 0,05 \quad ; \quad \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \implies \text{Condition non vérifié}$$

**Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s x l^2}{10 x E_v I_{fv}} \quad \text{Avec :} \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm}$$

Avec :

$\bar{f}$  : La flèche admissible.

$E_v$  : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10819 \text{ MPa}$$

$I_{fv}$  : Inertie fictive pour les charges de longue durée.  $I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1+\mu\lambda_v}$

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

**Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + n A = b_0 \cdot h + (b - b_0) h_0 + 15A_s$$

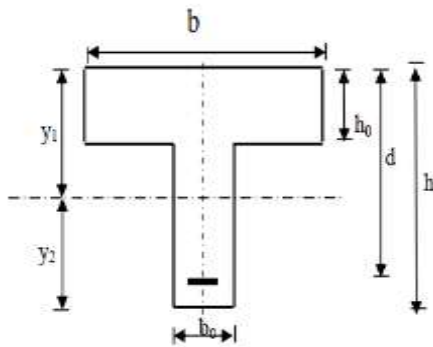
$$B_0 = 12 \cdot 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \cdot 2,35$$

$$B_0 = 487,25 \text{ cm}^2$$

**Calcul de  $V_1$  et  $V_2$  :** Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2,35 \times 17,5 = 3458,5 \text{ cm}^2$$



$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3458,5}{487,25} = 7,1 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,1 = 12,9 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} x (7,1^3 + 12,9^3) + (65 - 12) x 4 \left[ \frac{4^2}{12} + (7,1 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2,35 x (12,9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20003,25 \text{ cm}^2$$

**Calcul des coefficients : ( $\lambda_v$ ;  $\mu$ ;  $I_{fv}$ ):**

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,02$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + \frac{3 \times 12}{65}) 0,02} = 0,822$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\} = \max \{ 0,877; 0 \} = 0,877$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v + \mu} = 8152,5 \text{ cm}^2$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{M_s^t x l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{5,82 x 4^2}{10 x 10819 x 10^3 x 8152,5 x 10^{-8}} = 0,01 \text{ mm}$$

$$f = 0,01 \text{ mm} < \bar{f} = 8 \text{ mm}$$

### Conclusion:

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes alors les poutrelles seront ferrillées comme suite :

En travée : 3HA10

Sur appuis : 2HA10

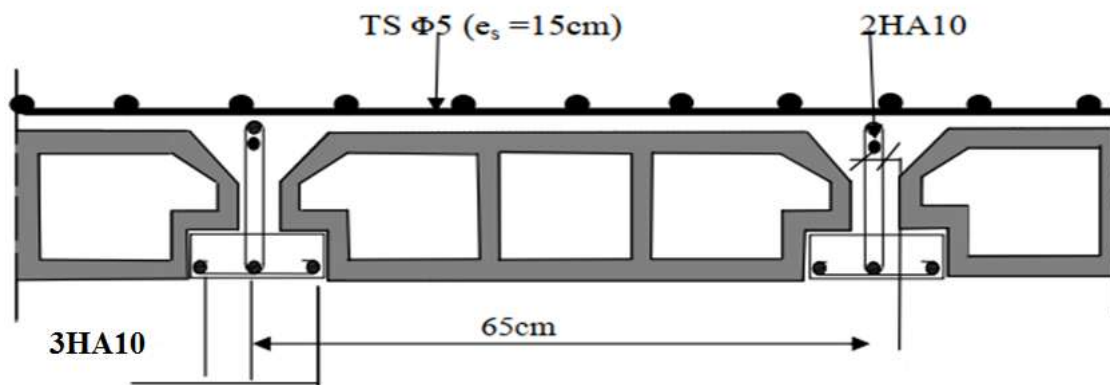


Figure III.6.7 : plancher en corps creux

## **Chapitre IV :**

**Modélisation et vérifications  
selon les exigences du RPA**

**IV : Etude dynamique et sismique****1) Introduction :**

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude d'un ouvrage en génie civil. Parmi les charges dynamiques les plus importantes et les plus dangereuses par l'étendue des dégâts causés se trouvent les séismes. Actuellement, toutes les constructions doivent respecter le règlement parasismique algérien **R.P.A99 version 2003**.

**2) Type de contreventement (justification du type de contreventement):****a) Les charges horizontales suivant X :**

- Select → by pier ID → tous les **VL**
- Display → show tables
- Combinaison **EX**
- Wall output → wall force → Pier force

Etage	$V_2$	$V_x$	$V_2/V_x$
<b>SS</b>	621,11	759,23	0,81
<b>RDC</b>	563,83	740,35	0,76
<b>ETS</b>	474,97	705,85	0,64
<b>ET2</b>	448,90	657,42	0,68
<b>ET3</b>	391,49	601,08	0,65
<b>ET4</b>	345,15	535,08	0,64
<b>ET5</b>	280,86	458,85	0,61
<b>ET6</b>	252,97	371,71	0,68
<b>ET7</b>	169,26	271,05	0,62
<b>Terrasse</b>	95,81	153,27	0,61

*Tableau IV.1 : Les charges horizontales suivant X*

$$x = \frac{\sum \frac{V_2}{V_x}}{7} \times 100 = \frac{6,1}{10} \times 100 \quad x = 61$$

## b) Les charges horizontales suivant Y :

Etage	V <sub>z</sub>	V <sub>y</sub>	V <sub>z</sub> /V <sub>y</sub>
SS	722,09	770,29	0,93
RDC	672,17	750,7	0,89
ETS	578,85	716,84	0,81
ET2	544,86	670,06	0,80
ET3	480,5	614,89	0,78
ET4	422,5	594,02	0,71
ET5	344,63	472,07	0,73
ET6	303,66	384,02	0,79
ET7	206,75	282,78	0,73
Terrasse	104,78	162,62	0,64

Tableau IV.2 : Les charges horizontales suivant y

$$y = \frac{\sum V_z}{\sum V_y} \times 100 = \frac{7,81}{10} \times 100 \quad y = 78,1\%$$

## c) Les charges verticales :

- Sélectionner les nœuds des voiles a la base
- Display → show tables
- Combinaison → poids
- Support réactions
- Copier vers Excel
- F<sub>z</sub> → la somme

$$F_z = 6773,78 \text{ kN}$$

Le pourcentage des efforts verticales repris par les voiles est donne par :

$$V = \frac{F_z}{W_t} \times 100$$

F<sub>z</sub> : reactions des voiles à la base

W<sub>t</sub> :le poids totale du bâtiment

$$V = \frac{6773,78}{15256,08} \times 100$$

$$V = 44,4 \%$$

**Remarque:**

- ✓ Charges horizontales repris par les voiles suivant X égale à 61%
- ✓ Charges horizontales repris par les voiles suivant Y égale à 78,1%
- ✓ Charges verticales repris par les voiles égale à 44,4%

**Conclusion :**

Notre structure est contreventée par des voiles porteurs en béton armé qui est un système constitué de voiles et de portiques, les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles. Donc le coefficient de comportement  $R = 3.5$ .

**3) La méthode de calcul :**

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique modale spectrale du fait que ce bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA 91 modifié 2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente :

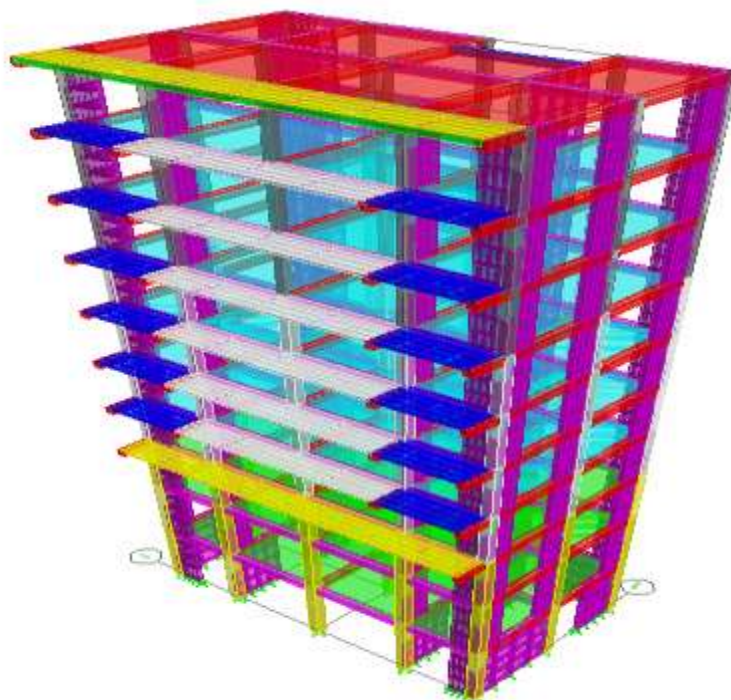
**Condition sur la régularité :**

Le bloc ou le bâtiment étudié, présente une configuration irrégulière en élévation (variation de rigidité). ..... Condition vérifiée.

**Condition complémentaire :**

- Le bloc implante à la zone IIa
- Le groupe d'usage : 2.
- La MSE est applicable si :  $H_t \leq 23$  m ..... **Condition non vérifiée**

A l'aide de logiciel ETABS on obtient se model :



*Figure IV.1 : Model étudiée avec logiciel ETABS.*

#### 4) Vérification des conditions du Règlement Parasismique Algériens :

Nombre de modes à retenir :

Le RPA 99/ version 2003 (Art 4.3.4) préconise de prendre en considération ce qui suit:

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le nombre de mode de vibration à retenir dans les deux directions d'excitation doit être :

✓ Les sommes des masses effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure, avec un minimum de mode à retenir égale à 03 pour chaque direction.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,892298	74,9212	1,7865	74,9212	1,7865	0,1632
2	0,850403	1,8514	73,0766	76,7726	74,8631	0,1209
3	0,606588	0,0981	0,0753	76,8707	74,9384	74,5329
4	0,255615	12,6279	0,0274	89,4986	74,9658	0,0052
5	0,233008	0,014	13,5944	89,5126	88,5601	0,0104
6	0,165789	0,0552	0,0081	89,5678	88,5682	13,7593
7	0,119069	4,3808	0,0003	93,9486	88,5685	0,003
8	0,102443	0	5,0988	93,9487	93,6673	0,0028

Tableau IV.3. : Résultats d'analyse dynamique.

- Ce modèle présente une période fondamentale :  $T = 0,892$  s.
- Le 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> mode sont des modes de translation.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.
- On doit retenir les 8 premiers modes que la masse atteigne les 90% (selon RPA.99).

#### 5) Vérification de l'effort tranchant à la base :

La force sismique totale  $V$  appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A D Q}{R} W$$

RPA2003 formule (4.1).

Coefficient d'accélération de zone A : Tableau 4.1 RPA2003.

Zone sismique	Groupe d'usage	La valeur
$\Pi_a$	2	A=0,15

Calcul de la période T : RPA version 2003 formule 4.6.

formule	$C_T$	Hauteur de bâtiment	Période
$T = C_T \times h^{\frac{3}{4}}$	$C_T = 0,05$ tableau (4-6)	$h = 32,98$ m	$T = 0,68$ s

**Facteur d'amplification dynamique D: RPA/99 version 2003 Formule (4.2).**

formule	<b>RPA 99/ version 2003 (Art 4.2)</b>	
	$D = 2,5 \eta$	$0 \leq T \leq T_2$
	$D = 2,5 \eta (T_2 \backslash T)^{\frac{2}{3}}$	$T_2 \leq T \leq 3s$
	$D = 2,5 \eta (T_2 \backslash T)^{\frac{2}{3}} \cdot (3 \backslash T)^{\frac{5}{3}}$	$T > 3s$
paramètre	Valeur $T_2$ : RPA 99/ version 2003 (tableau 4.7) site meuble d'où $T_2 = 0,5$	
	Valeur de $\xi$ : RPA 99/ version 2003 (tableau 4.2) remplissage dense et contreventement mixte : $\xi = 7$	
	<b><math>\eta</math>: Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :</b> $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 = 0,88$	
<b>D</b>	<b>D = 1,79</b>	

*Tableaux IV.4 : Facteur d'amplification dynamique D*

Avec :

$T_2$  : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 de **RPA 99/ version 2003** Le facteur D est par ailleurs donné sous forme graphique à la figure 4.1 de **RPA 99/ version 2003** pour un amortissement  $\xi = 5\%$

$\eta$ : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad \text{RPA 99/ version 2003 tableau (4.3)}$$

Où  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quant = 5%, on a = 1

**Coefficient de comportement de la structure R: RPA 2003 Tableau (4.3)**

<b>Contreventement</b>	<b>Valeur de R</b>
Voiles porteurs	R = 3.5

Facteur de qualité Q: RPA 99 version 2003 Formule (4-4).

Observation de critère	Q <sub>x</sub>		Q <sub>y</sub>	
	oui	non	oui	non
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,1	0	0,1
<b>Q=1+ΣPq</b>	<b>1,05</b>		<b>1,05</b>	

Tableaux IV.5 : Facteur de qualité Q

Poids total W<sub>t</sub> :

W <sub>t</sub>	15256,08 KN
----------------	-------------

D'après l'Art4.3.6 du R.P.A 99/2003, la résultante des forces sismique à la base V<sub>logiciel</sub> obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode spectrale pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée soit :

$$V_{Etabs} > 0,8 V_{MSE}$$

	l'effort tranchant (MSR)	0,8*V <sub>MSR</sub>	V <sub>logiciel</sub>	V <sub>logiciel</sub> > 0,8*V <sub>MSR</sub>
Sens X-X	$V_x = \frac{A.D.Q_x}{R} W$ 1228.87 KN	983.10KN	1315.06	Condition vérifiée
Sens Y-Y	$V_y = \frac{A.D.Q_y}{R} W$ 1228.87KN	983.10KN	1324.85	Condition vérifiée

Tableau IV.6 : Vérification de la force sismique à la base.

### 6) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c.F_{c28}} \leq 0,3 \quad \text{RPA99/Version2003 Art7.1.3.3}$$

Où :

- $N_d$  : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- $B_c$  : est l'aire (section brute) de cette dernière.
- $F_{cj}$  : est la résistance caractéristique du béton.

Les valeurs obtenues après calcul (pour les poteaux) sont donnés dans le tableau Suivant ci – dessous

	$N_d(KN)$	$B (Cm^2)$	$F_{c28} (KN/ Cm^2)$	$V = \frac{N_d}{B_c \cdot F_{c28}}$	Observation
<b>Pot SS-ETS</b>	1603.93	2025	2.5	0.31 > 0.3	<b>Non vérifiée</b>
<b>Pot ET1-ET4</b>	870.87	1600	2.5	0.21 < 0.3	<b>vérifiée</b>
<b>Pot ET5-TER</b>	356.87	1225	2.5	0.11 < 0.3	<b>vérifiée</b>

Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

### 7) Vérification de l'excentricité:

D'après le **RPA 99 /version 2003 (Article 4.3)**, dans le cas où il est procédé à une analyse Tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à  $\pm 0,05L_{max}$ .

$$CM - CR < 5\% L_{max}$$

$$5\% L_x = 0.05 \times 14 = 0.7 \quad 5\% L_y = 0.05 \times 8 = 0.4$$

Etage	XCCM	XCR	XCM - XCR < 0.7	YCCM	YCR	YCM - YCR < 0.4	Observation
<b>TERASSE</b>	6,958	6,955	0,003	3,378	3,575	-0,197	<b>Vérifiée</b>
<b>ET6</b>	7,213	6,959	0,254	3,418	3,6	-0,182	<b>Vérifiée</b>
<b>ET5</b>	7,213	6,963	0,25	3,418	3,633	-0,215	<b>Vérifiée</b>
<b>ET4</b>	7,211	6,968	0,243	3,427	3,67	-0,243	<b>Vérifiée</b>
<b>ET3</b>	7,208	6,973	0,235	3,435	3,712	-0,277	<b>Vérifiée</b>
<b>ET2</b>	7,208	6,978	0,23	3,435	3,759	-0,324	<b>Vérifiée</b>
<b>ET1</b>	7,208	6,982	0,226	3,435	3,81	-0,375	<b>Vérifiée</b>
<b>ETS</b>	7,205	6,986	0,219	3,471	3,864	-0,393	<b>Vérifiée</b>
<b>RDC</b>	7,206	6,991	0,215	3,847	3,918	-0,071	<b>Vérifiée</b>
<b>SS</b>	7,198	6,996	0,202	3,856	3,969	-0,113	<b>Vérifiée</b>

Tableau IV.8 : Vérification de l'excentricité.

### 8) Déplacements relatifs :

D'après le **RPA 99 (Art 5-10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le **RPA 99 (Art 4-43)** :  $\Delta K = R \delta_{ek}$

Le déplacement relatif du niveau k" par rapport au niveau k-1"est égal à :

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec :

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

Etage	Diaphragm	UX	$\Delta K = R \delta_{ek}$	h (m)	1% h	R $\delta_{ek} < 1\% h$
<b>TERASSE</b>	D1	0.0307	0,0077	3.06	0.0306	<b>Vérifiée</b>
<b>ET6</b>	D2	0.0285	0,0189	3.06	0.0306	<b>Vérifiée</b>
<b>ET5</b>	D3	0.0259	0,008	3.06	0.0306	<b>Vérifiée</b>
<b>ET4</b>	D4	0.0231	0,0098	3.06	0.0306	<b>Vérifiée</b>
<b>ET3</b>	D5	0.02	0,0108	3.06	0.0306	<b>Vérifiée</b>
<b>ET2</b>	D6	0.0167	0,011	3.06	0.0306	<b>Vérifiée</b>
<b>ET1</b>	D7	0.0132	0,0126	3.06	0.0306	<b>Vérifiée</b>
<b>ETS</b>	D8	0.0096	0,0262	3.40	0.0340	<b>Vérifiée</b>
<b>RDC</b>	D9	0.0057	0,0042	4.08	0.0408	<b>Vérifiée</b>
<b>SS</b>	D10	0.0019	0,0133	4.08	0.0408	<b>Vérifiée</b>

Tableau IV.9 : Vérification de déplacements inter-étages suivant Ex.

Etage	Diaphragm	UY	$\Delta K = R \delta_{ek}$	h (m)	1% h	R $\delta_{ek} < 1\% h$
<b>TERASSE</b>	D1	0.0291	0,0080	3.06	0.0306	<b>Vérifiée</b>
<b>ET6</b>	D2	0.0268	0,0091	3.06	0.0306	<b>Vérifiée</b>
<b>ET5</b>	D3	0.0242	0,0101	3.06	0.0306	<b>Vérifiée</b>
<b>ET4</b>	D4	0.0213	0,0108	3.06	0.0306	<b>Vérifiée</b>
<b>ET3</b>	D5	0.0182	0,0115	3.06	0.0306	<b>Vérifiée</b>
<b>ET2</b>	D6	0.0149	0,0119	3.06	0.0306	<b>Vérifiée</b>
<b>ET1</b>	D7	0.0115	0,0115	3.06	0.0306	<b>Vérifiée</b>
<b>ETS</b>	D8	0.0082	0,0119	3.40	0.0340	<b>Vérifiée</b>
<b>RDC</b>	D9	0.0048	0,0115	4.08	0.0408	<b>Vérifiée</b>
<b>SS</b>	D10	0.0015	0,0115	4.08	0.0408	<b>Vérifiée</b>

Tableau IV.10 : Vérification de déplacements inter-étages suivant Ey.

### 9) Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 5.9), L'effet P-Delta est un effet de second ordre qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

L'effet P- $\Delta$  peut être négligé 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 associés au-dessus du niveau «k».

$\Delta_K$ : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$V_K$  : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

$h_K$  : Hauteur de l'étage « k ».

- Si  $\theta_K \leq 0.1$  : les effets de 2<sup>ème</sup> ordre sont négligés.
- Si  $0.1 < \theta_K \leq 0.2$  : les effets P-Delta peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur  $\frac{1}{(1-k)}$
- Si  $\theta_K < 0.2$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Suivant Ex :

Etage	$P_K$ (KN)	$\Delta K_X$ (m)	$h_K$ (m)	$V_{KX}$ (KN)	$\theta_{KX}$	Observation
TERASSE	1129.85	0,0077	3.06	257.2	0.01	Vérifiée
ET6	2571.03	0,0189	3.06	468.09	0.03	Vérifiée
ET5	4012.21	0,008	3.06	644.41	0.01	Vérifiée
ET4	5453.39	0,0098	3.06	795.99	0.01	Vérifiée
ET3	6937.61	0,0108	3.06	928.58	0.02	Vérifiée
ET2	8421.82	0,011	3.06	1043.48	0.02	Vérifiée
ET1	9906.03	0,0126	3.06	1141.86	0.03	Vérifiée
ETS	11407.34	0,0262	3.40	1226.92	0.007	Vérifiée
RDC	12896.42	0,0042	4.08	1287.07	0.01	Vérifiée
SS	14503.54	0,0133	4.08	1315.06	0.03	Vérifiée

Tableau IV.11 : Vérification L'effet P-Delta suivant Ex.

Suivant Ey :

Etage	$P_K$ (KN)	$\Delta K_Y$ (m)	$h_K$ (m)	$V_{KY}$ (KN)	$\theta_{KY}$	Observation
TERASSE	1129.85	0,0080	3.06	269.58	0.01	Vérifiée
ET6	2571.03	0,0091	3.06	485.07	0.01	Vérifiée
ET5	4012.21	0,0101	3.06	662.38	0.01	Vérifiée
ET4	5453.39	0,0108	3.06	814.18	0.02	Vérifiée
ET3	6937.61	0,0115	3.06	946.59	0.02	Vérifiée
ET2	8421.82	0,0119	3.06	1060.6	0.03	Vérifiée
ET1	9906.03	0,0115	3.06	1157.14	0.03	Vérifiée
ETS	11407.34	0,0119	3.40	1239.61	0.03	Vérifiée
RDC	12896.42	0,0115	4.08	1297.6	0.02	Vérifiée
SS	14503.54	0,0115	4.08	1324.85	0.03	Vérifiée

Tableau IV.12 : Vérification L'effet P-Delta suivant Ey.

### Conclusion générale :

Après avoir vérifiée les exigences imposées par le règlement parasismique algérien RPA 99/Version 2003, le model étudié et modélisé à l'aide de logiciel ETABS, peut passer aux ferrailages de ces éléments porteurs.

**Chapitre V :**  
Ferrailage des éléments  
structuraux

## V.1 Les poutres

### 1) Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des planchers vers les poteaux. Chaque poutre est soumise à un effort tranchant **T** et à un moment fléchissant **M**, qui sont extraits à partir de logiciel *ETABS (V9.7)*, ils sont donc calculés en flexion simple.

### Recommandations du RPA :

Armatures longitudinal: (R.P.A Art.7.5.2.1).			
<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Le diamètre minimal est de <b>12mm</b>.</li> <li>➤ La longueur minimale de recouvrement est de <math>40\phi</math> en zone II<sub>a</sub>.</li> <li>➤ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.</li> <li>➤ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.</li> </ul>			
<b>Pourcentage total maximum</b>	Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :  $A_{\max}=4\% b h$ en zone courante. $A_{\max}=6\% b h$ en zone de recouvrement.		
<b>Pourcentage total minimum :</b>	Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section.  $A_{\min} = 0,5\% b h$		
Résultats			
Section	0,5% b h (cm <sup>2</sup> )	4% b h (cm <sup>2</sup> )	6% b h (cm <sup>2</sup> )
<b>Poutre principale 30*35</b>	<b>5,25</b>	<b>42</b>	<b>63</b>
<b>Poutre secondaire 30*35</b>	<b>5,25</b>	<b>42</b>	<b>63</b>

Tableau V.1.1 : Les recommandations du RPA.

### 2) Hypothèse de calcul :

Le ferrailage des poutres se fait en flexion simple (un effort tranchant et le moment de flexion).

A) Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

1.35G+1.5Q → à l'ELU.	G+Q±E → RPA99 révisée 2003.
G+Q → à l'ELS	0.8G±E → RPA99 révisée 2003

B) Calcul des armatures longitudinales (Flexion simple):

Les résultats de ferrailage à ELU se résument dans le tableau suivant :

Zone I : SS, RDC et ETS

Poutres	zone	M(KN.m)	d(m)	$\mu$	obs	$\beta$	At (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Choix armatures	Aadp
<i>Poutre principale</i> 30*35	En travée	78,021	0,33	0,168	SSA	0,907	7,49	5,25	3HA12 +3HA14	8,01
	À l'appui	95,431	0,33	0,206	SSA	0,883	9,41	5,25	3HA14 +3HA16	10,65
<i>Poutre secondaire</i> 30*35	En travée	76,377	0,33	0,164	SSA	0,91	7,265	5,25	3HA12 +3HA14	8,01
	À l'appui	95,202	0,33	0,204	SSA	0,885	9,32	5,25	3HA14 +3HA16	10,65

Tableau V.1.2: Résultats de ferrailage des poutres à ELU.

Zone II : 1<sup>er</sup>, 2em ,3em, 4em, 5em

	zone	M	d	$\mu$	obs	$\beta$	At (cm <sup>2</sup> )	Amin	Choix armatures	Aadp
<i>Poutre principale</i> 30*35	En travée	77,231	0,33	0,166	SSA	0,909	7,39	5,25	3HA12 +3HA14	8,01
	À l'appui	99,111	0,33	0,214	SSA	0,878	9,82	5,25	3HA14 +3HA16	10,65
<i>Poutre secondaire</i> 30*35	En travée	64,268	0,33	0,138	SSA	0,925	6,05	5,25	3HA12 +3HA12	6,78
	À l'appui	89,413	0,33	0,192	SSA	0,892	8,73	5,25	3HA14 +3HA16	10,65

Tableau V.1.3 : Résultats de ferrailage des poutres à ELU.

Zone III : 6em, 7em, et 8em

		M	d	μ	obs	β	At (cm <sup>2</sup> )	Amin	Choix armatures	Aadp
<b>Poutre principale 30*35</b>	En travée	56,024	0,33	0,120	SSA	0,936	5,21	5,25	3HA12 +3HA12	6,78
	À l'appui	84,643	0,33	0,182	SSA	0,899	8,19	5,25	3HA14 +2HA16	8,64
<b>Poutre secondaire 30*35</b>	En travée	44,589	0,33	0,096	SSA	0,948	5,973	5,25	3HA12 +3HA12	6,78
	À l'appui	63,846	0,33	0,138	SSA	0,925	6,01	5,25	3HA12 +3HA12	6,78

Tableau V.1.4: Résultats de ferrailage des poutres à ELU.

C) Calcul des armatures transversales :

- Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99) :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l\right) \quad \phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35} ; \frac{30}{10} ; 1,2\right) = (1 ; 3; 1,2) = 1\text{cm.}$$

Soit :  $\phi_t = 8 \text{ mm.}$

- La section d'armature transversale :

$$A_t = \frac{4\pi\phi_t^2}{4} = \frac{4 \times 3,14 \times 0,8^2}{4} = 2,01\text{cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier :  $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversales :

<i>Selon le BAEL 99 : <math>S_t &lt; \min(0,9 d ; 40 \text{ cm} )</math></i>		
	$S_t < (0,9 \times 33 ; 40 \text{ cm} ) = (29,7 ; 40\text{cm})$	$S_t = 25 \text{ cm}$
<i>D'après le RPA 2003 : (Art 7-5-22)</i>		
<b><u>Zone nodal :</u></b>	$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} , 12\phi_l\right)$	
	$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4} ; 12 \times 1,2\right) = (8,75 ; 14,2) = 8,75 \text{ cm}$	$S_t = 8\text{cm}$
<b><u>Zone courante :</u></b>	$S_t \leq \frac{h}{2}$	
	$S_t \leq \frac{35}{2} = 17,5\text{cm}$	$S_t = 15\text{cm}$

**D) Conclusion :**

$S_t=8\text{cm}$  à la zone nodale.

$S_t=15\text{cm}$  à la zone courante.

- **Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:**

$$A_t \geq 0,3\% S_t b$$

- **Poutre principale:**  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$
- **Poutre secondaire :**  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$

- **Délimitation de la zone nodale :**

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale ( $L'$ ) est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

Poutre principal	Poutre secondaire
$L'=2 \times 35 = 70 \text{ cm}$	$L'=2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

**3) Vérifications à L'ELU :****A) Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99) :**

$A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$		
	$A_{\text{min}}$	Observation
Poutres principales	$\frac{0,23 \times 30 \times 33 \times 2,1}{400} = 1,195 \text{ cm}$	$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\text{min}}$ <b>Condition vérifiée.</b>
Poutres secondaire		

**B) Vérification de la contrainte tangentielle du béton (Art A.5.1.211/BAEL 99) :****Zone I : SS, RDC et ETS**

$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$			
fissurations peu nuisibles.	$\bar{\tau}_u = \min \{ 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$		
/	$T_{\text{max}}$	$\tau_u$	Observation
<b>Poutre principales</b>	100,87KN	1,13MPa	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Poutre secondaire</b>	126,01KN	1,41MPa	<b>Condition vérifiée</b>

Zone II : 1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup>, 4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup>

$\tau_u = \frac{T_{max}}{b d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0, 20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$			
fissurations peu nuisibles.	$\bar{\tau}_u = \min \{ 3, 33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$		
/	$T_{max}$	$\tau_u$	<b>Observation</b>
<u>Poutre principales</u>	102,42KN	1,14MPa	<b>Condition vérifiée</b>
<u>Poutre secondaire</u>	115,7KN	1,29MPa	<b>Condition vérifiée</b>

Zone III : 6em, 7em, et 8em

$\tau_u = \frac{T_{max}}{b d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0, 20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$			
fissurations peu nuisibles.	$\bar{\tau}_u = \min \{ 3, 33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$		
/	$T_{max}$	$\tau_u$	<b>Observation</b>
<b>Poutre principales</b>	93,64KN	1,05MPa	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Poutre secondaire</b>	78 ,89KN	0,88MPa	<b>Condition vérifiée</b>

**C) Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.1.313 /BAEL99) :**

Lorsque au droit d'un appui :  $(T_u - \frac{M_u}{0,9d}) > 0$  On doit prolonger au-delà de l'appareille de l'appui une section d'armature pour équilibrer un moment égale à  $A_s > (T_{max} - \frac{M_{max}}{0.9d}) \frac{1,5}{f_e}$

Zone I : RDC,SS,ETS

$A_s > (T_{max} - \frac{M_{max}}{0.9d}) \frac{1,5}{f_e}$				
<i>Poutre</i>	<b>Effort tranchant T</b>	<i>Moment aux appuis</i>	$(T_u - \frac{M_u}{0,9d})$	<b>Observation</b>
<i>principale</i>	100,86KN	95,431KN.m	-220,45	<b>Condition vérifiée</b>
<i>secondaire</i>	126,01KN	95,202KN.m	-194,53	<b>Condition vérifiée</b>

**D) Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.1.313 /BAEL99) :****Zone II : 1<sup>er</sup>, 2<sup>em</sup>, 3<sup>em</sup> et 4<sup>em</sup> étage**

$$A_s > \left( T_{\max} - \frac{M_{\max}}{0,9d} \right) \frac{1,15}{f_e}$$

<i>Poutre</i>	Effort tranchant T	Moment aux appuis	$\left( T_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$	Observation
<i>principale</i>	85,23KN	99,111KN.m	-248,84	Condition vérifiée
<i>secondaire</i>	126,1KN	89,413N.m	-174,95	Condition vérifiée

**Zone III : 5<sup>em</sup>, 6<sup>em</sup> et 8<sup>em</sup> :**

$$A_s > \left( T_{\max} - \frac{M_{\max}}{0,9d} \right) \frac{1,15}{f_e}$$

<i>Poutre</i>	Effort tranchant T	Moment aux appuis	$\left( T_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$	Observation
<i>principale</i>	102,42KN	84,648KN.m	-182,59	Condition vérifiée
<i>secondaire</i>	115,7KN	63,846KN.m	-99,26	Condition vérifiée

**E) Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (Art A.5.1.32 /BAEL99):**

$$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a \cdot b \quad \text{avec : } a=0,9*d$$

	$T_{\max}$	$0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a \cdot b$	observation
<b>Poutre principales</b>	102,42KN	594KN	Condition vérifiée.
<b>Poutre secondaire</b>	126,1KN	594KN	Condition vérifiée.

**F) Longueur de scellement droit des barres (ART A.6.1.23/BAEL91 modifiées99) :**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} \text{ Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

- Pour  $\phi$  16 :  $L_s = 56,43 \text{ cm}$       soit :  $L_s = 55 \text{ cm}$ .
- Pour  $\phi$  14 :  $L_s = 49,29 \text{ cm}$       soit :  $L_s = 50 \text{ cm}$ .
- Pour  $\phi$  12 :  $L_s = 42,36 \text{ cm}$       soit :  $L_s = 45 \text{ cm}$

Le règlement **BAEL99** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet "  $L_c$  " est au moins égale à  $0.4L_s$

- Pour  $\phi$  16 :  $L_c = 22\text{cm}$ .
- Pour  $\phi$  14 :  $L_c = 20\text{cm}$ .
- Pour  $\phi$  12 :  $L_c = 18\text{cm}$ .

**G) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3/BAEL99) :**

Il est important de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque le béton armé est composé de ces deux matériaux, il faut donc vérifier que :

$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$  Avec :  $\overline{\tau_{se}} = 0,6\psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$  ;  $\psi_s = 1,5$  acier de haut adhérence.

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

**Zone I : SS, RDC, ETS**

		Ferrailage	$\sum U_i$	$V_u^{\max}$	$\tau_{se}$	$\tau_{se.adm}$	obc
<b>P-P</b>	<b>En travée</b>	3HA12 +3HA14	244,92	100,87KN	1,38	3,15	<b>C.V</b>
	<b>En appuis</b>	3HA14 +3HA16	282,6		1,20		
<b>P-S</b>	<b>En travée</b>	3HA12 +3HA14	244,92	126,1KN	1,38	3,15	<b>C.V</b>
	<b>En appuis</b>	3HA14 +3HA16	282,6		1,20		

Zone II : 1<sup>er</sup>, 2em, 3em, 4em :

		Ferrailage	$\sum U_i$	$V_u^{\max}$	$\tau_{se}$	$\tau_{se.adm}$	obc
P-P	En travée	3HA12 +3HA14	244,92	102,42KN	1,40	3,15	C.V
	En appuis	3HA14 +3HA16	282,6		1,19		
P-S	En travée	3HA12 +3HA12	266,08	115,7KN	1,46	3,15	C.V
	En appuis	3HA14 +3HA16	282,6		1,37		

Zone III : SS, RDC, ETS

		Ferrailage	$\sum U_i$	$V_u^{\max}$	$\tau_{se}$	$\tau_{se.adm}$	obc
P-P	En travée	3HA12 +3HA12	266,08	93,65KN	1,18	3,15	C.V
	En appuis	3HA14 +2HA16	232,36		1,35		
P-S	En travée	3HA12 +3HA12	266,08	78,89KN	0,99	3,15	C.V
	En appuis	3HA12 +3HA12	266,08		0,99		

#### 4) Vérifications à L'ELS :

##### A) État limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL 99) :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

##### B) Etat limite de compression du béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \text{ et } \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

**Zone I :**

Poutre	M <sub>smax</sub>	A adopté	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	k <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> [Mpa]	σ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>	Obs
Principale	78,021	8,01	0,814	0,871	23,76	338,88	14,26	15	CV
	95,431	10,65	0,831	0,870	23,46	312,11	13,30	15	CV
Secondaire	76,377	8,01	0,814	0,871	23,76	331,74	13,95	15	CV
	95,202	10,65	0,848	0,869	23,17	311,71	13,45	15	CV

Tableau V.1.5: Vérification des contraintes à ELS.

**Zone II :**

Poutre	M <sub>smax</sub>	A adopté	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	k <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> [Mpa]	σ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>	Obs
Principale	77,231	8,01	0,814	0,871	23,76	335,45	14,11	15	CV
	99,111	10,65	0,919	0,865	22,04	326,01	14,70	15	CV
secondaire	64,258	6,78	0,690	0,879	26,67	326,73	12,25	15	CV
	89,413	10,65	0,910	0,866	22,31	293,77	13,16	15	CV

Tableau V.1.6: Vérification des contraintes à ELS.

**Zone III :**

Poutre	M <sub>smax</sub>	A adopté	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	k <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> [Mpa]	σ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>	obs
principale	56,024	6,78	0,690	0,879	26,67	284,87	10,68	15	CV
	84,643	8,64	0,883	0,867	22,59	342,41	14,37	15	CV
secondaire	63,846	6,78	0,690	0,879	26,67	324,63	12,17	15	CV
	44,589	6,78	0,690	0,879	26,67	266,76	10,002	15	CV

Tableau V.1.7 : Vérification des contraintes à ELS.

## V.2 : Les poteaux :

### 1) Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation. Chaque poteau est soumis à un effort  $N$  et à un moment fléchissant  $M$ , qui sont extraits à partir de logiciel ETABS (V9.6), ils sont donc calculés en flexion Composée.

### 2) Recommandations du RPA :

Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.4.2.).			
<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Les armatures longitudinales doivent être de haute adhérence, droites et sans crochets</li> <li>➤ Le diamètre minimal est de 12 mm.</li> <li>➤ La longueur minimale de recouvrement est de <math>40\Phi L</math> (zone IIa).</li> <li>➤ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser <b>25 cm en zone IIa.</b></li> <li>➤ Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.</li> </ul>			
<b>Pourcentage total maximum</b>	Le pourcentage maximal d'aciers est de <b>4 %</b> en zone courante et <b>6 %</b> en zone de recouvrement		
<b>Pourcentage total minimum</b>	Le pourcentage minimal d'aciers est de <b>0,8%</b> de la section du béton ( <b>0,8% bh</b> )		
Résultats			
Section	0,8% bh (cm <sup>2</sup> )	4 % b h (cm <sup>2</sup> )	6% b h (cm <sup>2</sup> )
<b>Poteau 45*45</b>	$A_{min}=16.2$	$A_{max}= 81$	$A_{max}=121.5$
<b>Poteau 40*40</b>	$A_{min}=12.8$	$A_{max}=64$	$A_{max}=96$
<b>Poteau 35*35</b>	$A_{min}=9.8$	$A_{max}=49$	$A_{max}=73.5$

Tableau V.2.1 : les recommandations du RPA.

### 3) Hypothèse de calcul :

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- 1 - Effort normal maximal et le moment correspondant.
- 2 - Effort normal minimal et le moment correspondant.
- 3 - Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

**ELU :**

1,35G+1,5Q

**ELS :**

G+Q

**RPA99 révisée 2003 :**

G+Q±E ; 0,8G±E.

#### 4) Calcul de ferrailage :

##### ➤ A L'ELU :

Etat de calcul en flexion composée :

Si  $e = \frac{M_u}{N_u} \geq \frac{h}{2} - c$  Alors la section est partiellement comprimée (S.P.C).

Si  $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$  Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

Si  $N(d - c) - M_f \leq (0.337h - 0.81c)bhF_{bu}$  section partiellement comprimée (S.P.C).

Si  $N(d - c) - M_f > (0.337h - 0.81c)bhF_{bu}$  section entièrement comprimée

(S.E.C). Avec :  $M_f$ : moment fléchissant.  $M_f = M_u + N_u\left(\frac{h}{2} - c\right)$ .

##### ➤ Pour une section partiellement comprimée (S.P.C) le calcul se fait comme suit :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2F_{bc}}$$

Si  $\mu < \mu_l$  la section est simplement armée

Si  $\mu \geq \mu_l$  la section est doublement armée

$$\mu_l = 0.392$$

$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \gamma_s}$  La section réelle d'armatures est donnée par :  $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

##### ➤ Pour une section entièrement comprimée (S.E.C) le calcul se fait comme suit :

Il faut donc vérifier l'inégalité suivante :  $(0.5h - c)bhF_{bu} \geq N(d - c) - M_f$

- Si vérifiée :

$$A_1 = \frac{N - \psi bhF_{bc}}{\sigma_s} \quad A_2 = 0$$

- Si n'est pas vérifiée donc la section à besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A_1 = \frac{M_f - (d - 0.5h)bhF_{bc}}{(d - c)\sigma_2} \quad A_2 = \frac{N - bhF_{bc}}{\sigma_2} - A_1$$

Pour les poteaux de SS/ETS om a :  $\frac{h}{2} - c = \frac{45}{2} - 2 = 20.5 \text{ cm}$

Pour les poteaux de ET1/ET4 om a :  $\frac{h}{2} - c = \frac{40}{2} - 2 = 18 \text{ cm}$

Pour les poteaux de ET5/TER om a :  $\frac{h}{2} - c = \frac{35}{2} - 2 = 15.5 \text{ cm}$

Tableaux récapitulatifs de ferrailage de poteaux par niveaux :

Sens (x-x)								
Niveau	N(Kn)	M(KN.m)	obs	A <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix armatures	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
Ss/ETS	-1885.59	-0.488	sec	0	0	16.2	4HA20 4AH16	20.6
	598.33	1.859	sec	0	0			
	- 353.13	-142.03	spc	6.03	0			
ET1/ET4	-1175.96	-1.375	sec	0	0	12.8	4HA16 4HA14	14.19
	83.63	1.351	sec	0	0			
	-156.96	114.325	spc	0	6.17			
ET5/TER	-481.85	-1.283	sec	0	0	9.8	4HA14 4HA12	10.67
	32.2	0.199	sec	0	0			
	-82.023	-38.81	spc	2.46	0			
Sens (y-y)								
Ss/ETS	-1885.59	-0.235	sec	0	0	16.2	4HA20 4AH16	20.6
	598.33	14.876	sec	3.63	5.25			
	-362.66	127.657	spc	0	0			
ET1/ET4	-1175.96	-0.778	sec	0	0	12.8	4HA16 4HA14	14.19
	83.63	0.185	sec	0	0.09			
	-270.91	111.585	spc	0	1.11			
ET5/TER	-481.85	-0.932	sec	0	0	9.8	4HA14 4HA12	10.67
	32.2	6.828	sec	0.22	0.36			
	-138.16	62.696	spc	0	1.36			

Tableau V.2.2 : Ferrailage des poteaux dans les deux directions

**5) Vérifications à l'ELU :**

➤ **Les armatures transversales :**

**A) Diamètre des armatures transversales :**(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99).

Le diamètre doit être tel que :  $\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67mm \rightarrow \rightarrow \rightarrow \phi_t = 8mm$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en  $\phi 8$ .

Soit ( $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ ).

**B) Espacement des armatures transversales :**

<b>Selon le BAEL 91 (Art A8.1.3)</b>
$S_t \leq \min[15\phi^{min}, 40cm(a + 10cm)]$ Avec a : la petite dimension transversale $S_t \leq 18cm$ soit $S_t = 15cm$
<b>Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)</b>
En zone courante (pour zone IIa) : $S_t \leq [15\phi_t^{min}] = 15 \times 1.2 = 18cm$ $S_t \leq 18cm$ Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$ En zone nodal (pour zone IIa) : $S_t \leq \min[15cm, 10\phi_t^{min}] = \min(15; 10 \times 1.2) = \min(15; 12) = 12cm$ Soit : $S_t = 10cm$

**C) Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales minimale  $A_t/t.b_1$  en % est donnée comme suit:

Si  $\lambda_g \geq 5$ .....  $A_t^{min} = 0.3 \% S_t . b_1$

Si  $\lambda_g \leq 3$ .....  $A_t^{min} = 0.8 \% S_t . b_1$

Si  $3 < \lambda_g \leq 5$ ..... interpoler entre les deux valeurs précédentes

**Avec :  $b_1$  et  $a$  :** Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérer.

$\lambda_g$  : Elancement géométrique du poteau :  $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$

$l_f$ : longueur de flambement du poteau.  $l_f = 0.7l_0$

**Les résultats se résument dans le tableau suivant :**

<b>poteau</b>	<b>hauteur</b>	$l_f$	$\lambda_g$	$A_t^{min} = 0.3\%S_t . b_1$	$A_{adopte}$	<b>Observation</b>
<b>45*45</b>	4.08	2.856	6.3	2.025	2.01	condition vérifiée
<b>45*45</b>	3.4	2.38	5.2	2.025	2.01	condition vérifiée
<b>40*40</b>	3.06	2.142	7.6	1.8	2.01	condition vérifiée
<b>35*35</b>	3.06	2.142	8.7	1.575	2.01	condition vérifiée

*Tableau V.2.3 : Vérification de la quantité d'armatures transversales.*

**D) Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale (Figure V.1) est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

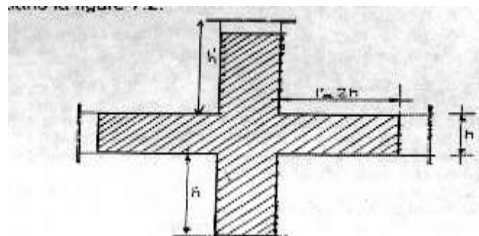


Figure V.2 1 : Zone nodale.

$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60)$

$h_e$  : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

poteau	Hauteur h (m)	h' (cm)
45*45	4.08	$h' = \left( \frac{408 - 35}{6}; 45; 45; 60 \right) = 62.16 \text{ cm}$
45*45	3.40	$h' = \left( \frac{340 - 35}{6}; 45; 45; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
40*40	3.06	$h' = \left( \frac{306 - 35}{6}; 45; 45; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
35*35	3.06	$h' = \left( \frac{306 - 35}{6}; 45; 45; 60 \right) = 60 \text{ cm}$

Tableau V.2.4 : Détermination de la zone nodal

➤ La longueur minimale des recouvrements pour la zone IIa est de  $L_r = 40\Phi$

pour $\Phi=12$	pour $\Phi=14$	pour $\Phi=16$	pour $\Phi=20$
$L_r = 40 \times 12 = 48 \text{ cm}$	$L_r = 40 \times 14 = 56 \text{ cm}$	$L_r = 40 \times 16 = 64 \text{ cm}$	$L_r = 40 \times 20 = 80 \text{ cm}$

Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_b$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$\tau_b = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

Avec :  $\lambda_g \geq 5\rho_b = 0.075$

$\bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa}$



poteau	$h_e$	$b=h$	d	$T_u$	$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$	$\bar{\tau}_{bu}$	Observation
45*45	4.08	0.45	0.425	52.79	0.276	1.875	Cv
45*45	3.40	0.45	0.425	52.79	0.276	1.875	Cv
40*40	3.06	0.40	0.375	50.96	0.339	1.875	Cv
35*35	3.06	0.35	0.325	35.2	0.309	1.875	Cv

Tableau V.2.5: Vérification des contraintes tangentielles.

**6) Vérifications à l'ELS :**

**A) Vérification des contraintes à l'ELS :**

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton  $\sigma_{bc}$  et dans les aciers  $\sigma_{st}$  sont au plus égales aux contraintes admissibles  $\bar{\sigma}_{bc}$  et  $\bar{\sigma}_{st}$ .

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

**Contraintes dans le béton :**

On a deux cas à vérifier, en flexion composée à l'ELS :

- Si :  $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$  section est entièrement comprimée.
- Si :  $\frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6}$  Section partiellement comprimée.

**1. Vérification d'une section entièrement comprimée :**

**Vérification des contraintes :**  $\sigma_{bc} = \frac{N_s}{S} \pm \frac{N_s(e_s - X_g) \times (\frac{h}{2} - X_g)}{I}$

**Avec S :** La section homogénéisée est :  $S = b \cdot h + 15(A_s + \hat{A}_s)$

**X<sub>g</sub> :** la position de centre de gravité :  $X_g = 15 \frac{\hat{A}_s \times (0.5h - d) - A_s(d - 0.5h)}{bd + 15(A_s + \hat{A}_s)}$

**I :** l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \times X_g^2 + \hat{A}_s(0.5 - d - X_g)^2 - A_s(0.5 - d - X_g)^2$$

**2. Vérification d'une section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + L_c$$

**Avec :**

**y<sub>1</sub> :** La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

**y<sub>2</sub> :** La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression **C<sub>p</sub>**.

**L<sub>c</sub> :** La distance entre le centre de pression **C<sub>p</sub>** et la fibre la plus comprimée.

**y<sub>2</sub>** est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :  $y_2^3 + (P \times y_2^2) + q = 0$

$$\left( \begin{array}{l} l_c = \frac{h}{2} - e_s \\ p = -3l_c^3 - \frac{90\hat{A}_s}{b}(l_c - \hat{c}) + \frac{90A_s}{b}(l_c - \hat{c}) \\ q = -3l_c^3 - \frac{90\hat{A}_s}{b}(l_c - \hat{c})^2 + \frac{90A_s}{b}(l_c - \hat{c})^2 \end{array} \right)$$

**On calcul l'inertie de la section :**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15[A_s(d - y_1)^2 + \hat{A}_s(y_1 - \hat{c})^2]$$

La contrainte de pression dans le béton est :  $\sigma_{bc} = \frac{y_1 \times N_s}{I} y_1$

**Contraintes dans l'acier :**  $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$

Tableaux récapitulatifs des vérifications à l'ELS :

Sens (x-x)													
Poteaux	N <sub>s</sub> (KN)	M <sub>s</sub> (KN.m)	e <sub>s</sub> (m)	h/6	obs	$\sigma_{bs}$ (Mpa)	$\sigma_{bi}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obs	$\sigma_{ss}$ (Mpa)	$\sigma_{si}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	obs
45*45	-1603,93	-10,957	0.014	0.075	sec	5.92	6.86	15	Cv	89.7	101.9	348	Cv
	-598.33	1.859	0.0006	0.075	sec	2.46	2.3	15	Cv	36.8	34.7	348	Cv
	-335.13	-142.03	0.334	0.075	spc	0	8.67	15	Cv	-143.8	110.5	348	Cv
40*40	-870.78	-39.99	0.027	0.066	sec	2.01	8.17	15	Cv	38.1	114.6	348	Cv
	-83.63	0.377	0.19	0.066	sec	0.52	00.46	15	Cv	7.69	6.67	348	Cv
	-246.26	-127.023	0.40	0.066	spc	0	10.4	15	Cv	194.1	201.6	348	Cv
35*35	-356.78	-27.126	0.04	0.058	sec	0	4.78	15	Cv	3.87	65.3	348	Cv
	32.2	0.199	0.003	0.058	sec	0.23	00.19	15	Cv	3.35	2.9	348	Cv
	38.81	-82.03	1.55	0.058	spc	0	9.57	15	Cv	-256.4	106.5	348	Cv

Tableau V.2.6 : Vérification des contraintes à l'ELS sens X-X

Sens (y-y)													
45*45	-1603,93	-47,246	0.001	0.075	sec	4.55	9.13	15	Cv	72.8	132.4	348	Cv
	598.33	14,876	0.037	0.075	sec	3.27	1.83	15	Cv	47.7	28.9	348	Cv
	-362,66	127,657	0.179	0.075	spc	6.02	0	15	Cv	50	-457	348	Cv
40*40	-870.78	-3,688	0.002	0.066	sec	4.29	4.78	15	Cv	65	71.1	348	Cv
	83.63	35,978	0.453	0.066	sec	3.44	0	15	Cv	42	-67.2	348	Cv
	-270,91	111,585	0.232	0.066	sec	8.72	0	15	Cv	112.5	-143	348	Cv
35*35	-356.78	-2.792	0.005	0.058	sec	0	0	15	Cv	-176.2	-158.2	348	Cv
	32.2	6.82	0.036	0.058	spc	0.93	0	15	Cv	11.8	-10.1	348	Cv
	-138,16	62.69	0.279	0.058	sec	6.03	0	15	Cv	56.9	-266.5	348	Cv

Tableau V.2.6 : Vérification des contraintes à l'ELS sens Y-Y



### V.3 : les voiles :

#### 1) Introduction :

Le ferraillage d'un voile consiste à déterminer ses armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales (G et Q) et horizontales dues au séisme.

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

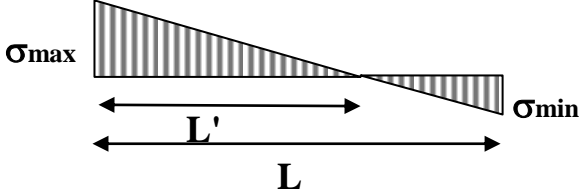
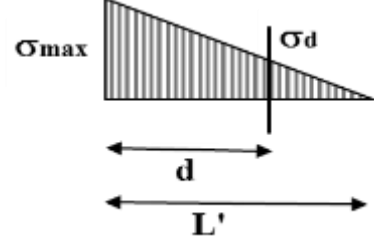
- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

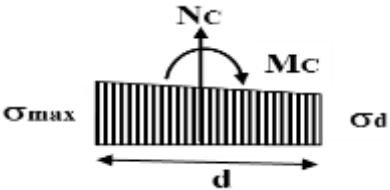
Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- ✓ **Zone I** : SS, RDC, ETS
- ✓ **Zone II** : 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage.
- ✓ **Zone III** : 5<sup>ème</sup> à 8<sup>ème</sup> étage.

#### 2) Exposé de la méthode de calcul :

La méthode à utiliser pour le ferraillage des voiles est la méthode de **RDM**. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables. Les contraintes seront relevées du logiciel ETABS.

<p>Type de sollicitation</p>	<p>En fonction des contraintes agissant sur le voile, On est dans le cas d'une : <i>Section partiellement comprimé SPC</i>.</p> 
<p>longueur de calcul « d »</p>	$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right).$
<p>Largeur L'</p>	$L' = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} L$
<p>Calcul de la contrainte au niveau de la section [d]</p>	$\sigma_d = \left(\frac{L' - d}{L'}\right) \sigma_{\max}$ 

<b>Calcul des efforts internes correspondants</b>	$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d \cdot e$ 
<b>Calcul du ferrailage</b>	$\gamma_s = 1 \quad \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité} \\ = (1.15 \text{ situation durable; } 1 \text{ situation accidentelle})$ $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \sigma_s : \text{Contrainte de calcul des acier}$ $\sigma_s = 400,0 \text{ [Mpa]}$ $A_s = \frac{N}{\sigma_s} \quad A_s : \text{Section des armatures}$
<b>Armatures minimales</b>	$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{BAEL Art A4.2.1})$ $A_{\min} \geq A = 0.002B \quad (\text{RPA Art 7.7.4.1})$

#### Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10Φ** et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales

<b>BEAL 91 :</b> $A_h = \frac{A_v}{4}$ <b>A<sub>h</sub></b> : section d'armature horizontale	<b>RPA 2003 :</b> $A_h \geq 0.15\% B$ globalement dans la section du voile $A_h \geq 0.15\% B$ dans la zone courant
---	--

#### Armature transversale :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient 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 RPA 2003)**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

#### Armature de couture :

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 :  $A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$

Avec :  $T = 1,4V_U$       **T** : effort tranchant calculé au niveau considéré

#### 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  $\geq 4HA10$  ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

**Disposition constructives :****Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1, 5e; 30\text{cm}\} \text{ Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Aux extrémités des voiles 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 égal à 15 cm.

**Longueur de recouvrement :**

40 $\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20 $\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

**Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

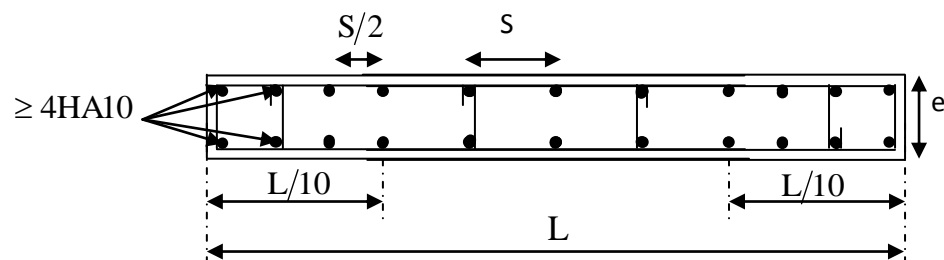


Figure V.3.1 : schéma de disposition constructive d'un voile

**3) Vérification des contraintes de cisaillement :**

D'après le RPA99 /2003:

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} \quad \text{Avec : } V = 1.4 T$$

D'après le BAEL91 :

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\}$$

**A) Vérification à L'ELS :**

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à

$$15 \text{ MPA. } \sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15.A} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA.}$$

	Zones		Zone I	Zone II	zone III
<b>Caractéristiques géométriques</b>	L (m)		1,5	1,5	1,5
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,3	0,3	0,37
<b>Sollicitations de calcul</b>	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		4172,43	2479,92	4371,82
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-8475,86	-7492,91	-5848,82
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)		130,67	121,22	76,37
	L <sub>t</sub> (m)		1,01	1,13	1,06
	L <sub>c</sub> (m)		0,49	0,37	0,79
	d (m)		0,503	0,563	0,529
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		4237,930	3746,455	2924,410
	N (kN)	N <sub>1</sub>	638,98	633,34	464,40
		N <sub>2</sub>	212,994	211,112	154,800
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	15,97	15,83	11,61
		A <sub>v2</sub>	5,32	5,28	3,87
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		5,03	4,67	2,94
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	17,23	17,00	12,35
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	5,32	6,44	4,61
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		5,28	5,92	5,56
A <sub>v adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	<b>Bonde1</b>	18,46	20,36	14,148889	
	<b>Bonde 2</b>	12,32	9,05	6,28	
<b>Ferrailage des voiles</b>	Choix des barres	<b>Bonde1</b>	2X6HA14	2X6HA14	2X6HA14
		<b>Bonde 2</b>	2X3HA12	2X3HA12	2X3HA12
	S <sub>t</sub> (cm)	<b>Bonde1</b>	10 cm	10cm	10 cm
		<b>Bonde 2</b>	17 cm	17cm	17cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande		3,02	3,38	6,00
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		4,62	5,09	3,54
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		4HA10/nappe	5HA12/nappe	4HA10/nappe
	ep =20cm		(A=3.14cm <sup>2</sup> )	(A=5.65cm <sup>2</sup> )	(A=3.14cm <sup>2</sup> )
<b>Vérification des contraintes</b>	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	t <sub>u</sub> (MPa)	0,484	0,449	0,229
		t <sub>b</sub> (MPa)	0,678	0,629	0,321
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1354,97	928,2	454,05
		s <sub>b</sub> (MPa)	3,91	2,70	1,13

Tableau V.3.1 : ferrailage des voiles longitudinales

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2	2	2	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,4	0,4	0,4	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4542,34	1922,81	1912,44	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-7754,64	-4232,32	-3689,15	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	168,35	143,03	84,92	
	L <sub>i</sub> (m)	1,26	1,38	1,32	
	L <sub>c</sub> (m)	0,74	0,62	0,68	
	d (m)	0,631	0,688	0,659	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3877,320	2116,160	1844,575	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	733,53	436,53	364,45
		N <sub>2</sub>	244,509	145,509	121,482
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	18,34	10,91	9,11
		A <sub>v2</sub>	6,11	3,64	3,04
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		6,48	5,51	3,27
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vi</sub> /4	19,96	12,29	9,93
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vi</sub> /4	6,11	5,01	3,85
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		6,62	7,22	6,92
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	<b>Bonde 1</b>	21,54	15,84	11,3
<b>Bonde 2</b>		12,3	9,04	9,04	
Ferraillage des voiles	Choix des barres	<b>Bonde 1</b>	2X7HA14	2X7HA12	2X5HA12
		<b>Bonde 2</b>	2X4HA14	2X4HA12	2X4HA12
	S <sub>t</sub> (cm)	<b>Bonde 1</b>	10 cm	11 cm	16 cm
		<b>Bonde 2</b>	15 cm	16 cm	16 cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande		3,78	4,13	6,00
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		6,93	5,09	3,54
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		4HA10/nappe	5HA12/nappe	4HA10/nappe
ep =20cm		(A=3.14cm <sup>2</sup> )	(A=5.65cm <sup>2</sup> )	(A=3.14cm <sup>2</sup> )	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	t <sub>u</sub> (MPa)	0,468	0,397	0,236
		t <sub>b</sub> (MPa)	0,655	0,556	0,330
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1574,51	806,67	417,04
		s <sub>b</sub> (MPa)	3,42	1,82	0,97

Tableau V.3.2 : ferraillage des voiles transversales de 2 m

	Zones		Zone I	Zone II	zone III
<b>Caractéristiques géométriques</b>	L (m)		1,35	1,35	1,35
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,27	0,27	0,27
<b>Sollicitations de calcul</b>	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		3787,35	4900,89	5455,18
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-6151,56	-6653,15	-7754,25
	<b>Nature de la section</b>		<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>
	V <sub>u</sub> (kN)		75,06	74,28	66,38
	L <sub>t</sub> (m)		0,84	0,78	0,79
	L <sub>c</sub> (m)		0,51	0,57	0,56
	d (m)		0,418	0,389	0,396
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		3075,780	3326,575	3877,125
	N (kN)	N <sub>1</sub>	385,50	387,90	460,88
		N <sub>2</sub>	128,501	129,299	153,628
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	9,64	9,70	11,52
		A <sub>v2</sub>	3,21	3,23	3,84
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		2,89	2,86	2,56
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	10,36	10,41	12,16
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	3,21	3,95	4,48
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		4,39	4,08	4,16
A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	<b>Bonde1</b>	12,30	12,30	12,30	
	<b>Bonde 2</b>	6,78	6,78	6,78	
<b>Ferraillage des voiles</b>	Choix des barres	<b>Bonde1</b>	2X4HA14	2X4HA14	2X4HA14
		<b>Bonde 2</b>	2X3HA12	2X3HA12	2X3HA12
	S <sub>t</sub> (cm)	<b>Bonde1</b>	14 cm	14cm	14 cm
		<b>Bonde 2</b>	14 cm	13cm	13cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande		2,51	2,33	6,00
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		6,93	5,09	3,54
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		4HA10/nappe	5HA12/nappe	4HA10/nappe
ep =20cm		(A=3.14cm <sup>2</sup> )	(A=5.65cm <sup>2</sup> )	(A=3.14cm <sup>2</sup> )	
<b>Vérification des contraintes</b>	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,309	0,306	0,273
		$\tau_b$ (MPa)	0,432	0,428	0,382
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	882,85	591,26	341
$\sigma_b$ (MPa)		2,67	1,88	1,13	

Tableau V.3.2 : ferraillage des voiles transversales de 1.35 m

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1	1	1	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,2	0,2	0,2	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1864,43	4172,43	4172,43	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-5575,14	-7738,51	-7738,51	
	<b>Nature de la section</b>		<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>
	V <sub>u</sub> (kN)		669,86	570,98	397,66
	L <sub>r</sub> (m)		0,75	0,65	0,65
	L <sub>c</sub> (m)		0,25	0,35	0,35
	d (m)		0,375	0,325	0,325
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		2787,570	3869,255	3869,255
	N (kN)	N <sub>1</sub>	313,35	377,08	377,08
		N <sub>2</sub>	104,449	125,692	125,692
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	7,83	9,43	9,43
		A <sub>v2</sub>	2,61	3,14	3,14
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		25,79	21,98	15,31
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	14,28	14,92	13,25
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	2,61	8,64	6,97
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		3,93	3,41	3,41
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	<b>Bonde1</b>	16,08	16,08	16,08
<b>Bonde 2</b>		9,23	9,23	9,23	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	<b>Bonde1</b>	2X4HA16	2X4HA16	2X4HA16
		<b>Bonde 2</b>	2X3HA14	2X3HA14	2X3HA14
	S <sub>t</sub> (cm)	<b>Bonde1</b>	12,5 cm	11cm	11 cm
		<b>Bonde 2</b>	12,5 cm	11cm	11cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		2,25	1,95	6,00
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		6,93	5,09	3,54
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		4HA10/nappe	5HA12/nappe	4HA10/nappe
ep =20cm		(A=3.14cm <sup>2</sup> )	(A=5.65cm <sup>2</sup> )	(A=3.14cm <sup>2</sup> )	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	3,721	3,172	2,209
		$\tau_b$ (MPa)	5,210	4,441	3,093
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	820,45	1232,09	1232,09
		$\sigma_b$ (MPa)	3,16	5,05	5,34

Tableau V.3.2 : ferrailage des voiles transversales de 1 m

**Chapitre VI :**  
Etude de l'infrastructure

**1) Introduction :**

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

**2) Étude géotechnique du sol :**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{sol} = 2,00 \text{ bars}$ .
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

**3) Choix du type de fondation:**

**A) Dimensionnement :**

- **Semelles isolées (semelle isolée sous un effort N):**

<b>Combinaison de calcul</b>	G+Q±E, 0,8G±E (RPA 2003, Art10.1.4.1)
<b>Méthode de calcul</b>	$Axb \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$ , $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B(\text{poteau carré})$ $B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$
$N_{max}$	$N_{max} = 1657,41 \text{ KN}$
$\sigma_{sol}$	$\sigma_{sol} = 0,20 \text{ Mpa}$
<b>Les dimensions adoptées</b>	$B \geq \sqrt{\frac{1366,99}{200}} = 2,61 \text{ m} \Rightarrow A = B = 2,70 \text{ m}$
L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.	

- **Semelles filantes :**

**Semelles filantes sous voiles :**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{N_s}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \rightarrow B = \frac{N_s}{L \times \sigma_{sol}}$$

**Avec :** B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$\sigma_{sol}$ : Contrainte admissible du sol.

**Sens transversal :**

Voile	Ns	L	B	S=BxL
<b>VT1</b>	622,07	2	1,555	3,110
<b>VT2</b>	355,5	2	0,888	1,776
<b>VT3</b>	639,08	2	1,598	3,196
<b>VT4</b>	435,36	2	1,088	2,176
<b>VT5</b>	440,63	1,35	1,631	2,201
<b>VT6</b>	485,3	1,35	1,797	2,425
<b>VT7</b>	705,43	1	3,527	3,527
<b>VT8</b>	704,65	1	3,523	3,523
			$\Sigma S$	<b>21,934</b>

*Tableau VI.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).*

**Sens longitudinal :**

Voile	Ns (KN)	L (m)	B (m)	S=BxL (m <sup>2</sup> )
<b>VL1</b>	622,07	1,5	2,073	3,109
<b>VL2</b>	355,5	1,5	1,185	1,777
<b>VL3</b>	850,53	1,5	1,935	2,902
<b>VL4</b>	524,2	1,5	1,747	2,620
<b>VL5</b>	639,08	1,5	2,130	3,195
<b>VL6</b>	435,36	1,5	1,451	2,176
/			$\Sigma S$	<b>15,779</b>

*Tableau VI.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).*

La surface totale des semelles filantes sous voiles :  $S=37,713 \text{ m}^2$ .

- **Semelle filante sous poteaux :**

Poteaux	Ns	$M_{inf}$	$e_i$	$NsXe_i$
PT1	393,12	0,04	-6,79	-2669,28
PT2	815,46	0,04	-2,79	-2275,13
PT3	1366,99	-0,357	0,21	287,06
PT4	900,14	-2,069	4,21	3789,58
PT5	456,28	-1,695	7,21	3289,77
$\Sigma$	<b>R = 3931,99</b>	<b>-4,041</b>	/	<b>2422</b>

Tableau VI.3 : Surface des semelles filantes sous poteaux

- **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces**

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{2422 + (-4,041)}{3931,99} = 0,61 \text{ m}$$

- **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle**

On a :  $e = 0,61 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{14}{6} = 2,33 \text{ m} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{3931,99}{14} \times \left( 1 - \frac{6 \times (0,61)}{14} \right) = 207,43 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{3931,99}{14} \times \left( 1 + \frac{6 \times (0,61)}{14} \right) = 354,28 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{3931,99}{14} \times \left( 1 + \frac{3 \times (0,61)}{14} \right) = 317,56 \text{ KN/ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle**

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{317,56}{200} = 1,58 \text{ m}$$

Donc on opte pour **B = 1,60 m**.

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :  **$S_p = S \times n$**

**n** : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 2 \times (1,6 \times 14) + (1,6 \times 7) + (1,6 \times 3) = 60,8 \text{ m}^2$$

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_p + S_v = 37,713 + 60,8 = 98,513 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure :  $S_{bat} = 98,513 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{98,513}{106,6} \times 100 = 92,24\%$$

Donc :  $S_t > 50\% S_{bat}$

### B) 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.

### 4) Étude du radier générale :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- rigide en son plan horizontal
- permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire)
- facilité de coffrage
- rapidité d'exécution

#### A) pré- dimensionnement du radier :

- condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot B}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \Rightarrow \quad \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \frac{3K}{E}} \text{ Avec :}$$

$L_e$  : 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 (bonde de 1 m)

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPA}$

$L_{max}$  : Distance maximale entre nus des nervures.

Dou ;

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3,14} \times 4\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,86}} ; h \geq 0,68 \text{ m}$$

**B) Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$$\frac{400}{8} \leq h \leq \frac{400}{5}$$

D'après ces conditions, nous adopterons à une épaisseur du radier  $h_n = 80$  cm

- **Dalle**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25\text{cm}$$

$$h_d \geq \frac{400}{20} = 20 \text{ cm} \text{ Soit } h_d = 30 \text{ cm}$$

- **Nervure (poutre)**

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{400}{10} = 40 \text{ cm}$$

Soit  $h_n = 80$  cm et  $0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n$

$$0.4 \times 80 = 32 \leq b_n \leq 0.7 \times 80 = 56 \text{ cm} \quad \text{soit : } b_n = 55 \text{ cm}$$

**C) Conclusion :**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant

$h_n = 80$  cm (hauteur de la nervure)

$h_d = 30$  cm (hauteur de la dalle)

$b_n = 55$  cm (largeur de la nervure)

- **Calcul de la surface nécessaire au radier :**

<b>Chargement</b>	Charge permanente de la structure		<b>G = 14752,83KN.</b>
	Charge d'exploitation de la structure		<b>Q = 2516,09KN.</b>
<b>Combinaison d'actions</b>	<b>ELU</b>	$N_U = 1,35G + 1,5Q$ $1,35 \times 14752,83 + 1,5 \times 2516,09 = 23690,45\text{KN}$	
	<b>ELS</b>	$N_S = G + Q = 14752,83 + 2516,09 = 17268,92\text{KN}$	
<b>la surface du</b>	<b>ELU</b>	$S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1,33 \sigma_{sol}} = \frac{23690,45}{1,33 \times 200} = 89,06\text{m}^2$	

<b>radier</b>	<i>ELS</i>	$S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{17268,92}{200} = 86,34m^2$
<b>Surface adoptée</b>		$S_{rad} = \max (S_{nec}^{ELU} , S_{nec}^{ELU} ) = 89,06 m^2$
<b>la surface du bâtiment</b>		$S_{bat} = 106,6 m^2$
<b>Conclusion</b>		$S_{bat} = 106,6 m^2 > S_{rad} = 89,06m^2$ On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire duradier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles duBAEL.
<b>Longueur de débord</b>		$L_{deb} \geq \max \left( \frac{h}{2} ; 30cm \right) = \max \left( \frac{80}{2} ; 30cm \right) = 40cm$ $L_{deb} = 50 cm$
<b>Surface de débord</b>		$S_{deb} = P \cdot L_{deb} = 9 \times 0,5 \times 2 + 7 \times 0,5 \times 2 + 1,35 \times 0,5 \times 2 + 3 \times 0,5 + 14 \times 0,5 = 23,85m^2$
<b>surface totale du radier</b>		$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 106,6 + 23,85 = 130,85m^2$

Tableau VI.4 : Surface du radier général.

### 5) Calcul des sollicitations à la base du radier :

#### A) Charges permanentes :

##### Poids du bâtiment :

$$G = 14752,83KN$$

##### Poids de radier :

G= Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

##### Poids de la dalle :

$$P_{dalle} = S_{ra} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{dalle} = 130,85 \times 0,30 \times 25 = 981,37KN$$

##### Poids des nervures :

$$P_{nerv} = b_n (h_n - h_d) \rho_b \sum (L_x \times n + L_y \times m)$$

$$P_{nerv} = 0,55 \times (0,8 - 0,30) \times 25 \times 82 = 563,75KN$$

##### Poids de TVO :

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho_{TVO}$$

$$S_{ner} = b_n \sum (Lx \times n + Ly \times m) = 0,55 \times 219,85 = 45,1 \text{ m}^2$$

$$P_{TVO} = (130,85 - 45,1) \times 0,5 \times 17 = 728,87 \text{ KN}$$

**Poids de la dalle flottante :**

$$P_{dalle flottante} = S_{rad} \cdot e_{pdalle flottante} \cdot \rho_b \text{ Avec } (e_p = 15 \text{ cm})$$

$$P_{dalle flottante} = 130,85 \times 0,15 \times 25 = 490,87 \text{ KN}$$

$$G_{rad} = 981,37 + 563,75 + 728,87 + 490,87 = 2764,86 \text{ KN}$$

**B) Surcharges d'exploitations :**

$$\text{Surcharge de bâtiment : } Q = 2516,09 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q = 5 \times 130,85 = 654,25 \text{ KN}$$

**Poids total de la structure :**

$$G_T = G_{bat} + G_{rad} = 14752,83 + 2764,86 = 17517,69 \text{ KN}$$

$$Q_T = Q_{bat} + Q_{rad} = 2516,09 + 654,25 = 3170,34 \text{ KN}$$

**C) Combinaison d'actions :**

- L'ELU :

$$N_U = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 17517,69 + 1,5 \times 3170,34 = 28404,39 \text{ KN}$$

- L'ELS:

$$N_S = G + Q = 17517,69 + 3170,34 = 20688,03 \text{ KN}$$

$$\text{On a } \begin{cases} N_U = 28404,39 \text{ KN} \\ N_S = 20688,03 \text{ KN} \end{cases}$$

**6) Vérification :****A) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Nous devons vérifier que :  $\tau_u \geq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec :  $b = 80 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9 h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$

$$T_u^{max} = \frac{q_u \cdot L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{28404,39 \times 0,8}{130,85} \cdot \frac{4}{2} = 347,32 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{347,32 \times 10^3}{800,400} = 1,085 \leq 2,5 \text{ MPa} \rightarrow a \tau_u \geq \bar{\tau}_u \text{ Condition vérifié.}$$

**B) Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

$M_j(k=0)$  : Moment sismique à la base de la structure ;

$T_j(K=0)$  : Effort tranchant à la base de la structure ;

$h$  : Profondeur de l'infrastructure

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \sigma_2 \sigma_2$$

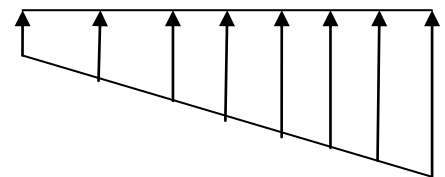


Figure VI.1 : diagramme des contraintes

**L'ELU :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2\sigma_{sol}$$

**L'ELS :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \mp \frac{M}{I} v$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{KN/m}^2$$

**C) Calcul du centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = \frac{9 \times 8 \times 4 + 3 \times 7,65 \times 9,5 + 4 \times 9 \times 13,5}{9 \times 8 + 7,65 \times 3 + 9 \times 4} = 7,57 \text{m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot y_i}{\sum S_i} = \frac{9 \times 8 \times 4,5 + 7,65 \times 3,825 + 4 \times 9 \times 4,5}{130,95} = 4,38 \text{m}$$

- **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{15 \times 9^3}{12} - \frac{3 \times 0,85^3}{12} = 899,34 \text{m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{9 \times 15^3}{12} - \frac{0,85 \times 3^3}{12} = 2522,04 \text{m}^4$$

**Sens transversale :**

A partir de logiciel ETABS on tire  $M_{0x}$  et  $T_{0x}$  :

**L'ELU :**

$$M_{0x} = 1237,47 \text{KN.m} \quad T_{0x} = 759,23 \text{ KN}$$

$$M_x = 1237,74 + 759,23 \times 0,8 = 1845,124 \text{KN.m}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{28404,39}{130,85} + \frac{1845,124}{2522,04} \cdot 7,57 = 222,61 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{28404,39}{130,85} - \frac{1845,124}{2522,04} \cdot 7,57 = 211,53 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 269,56 + 164,58}{4} = 219,84 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 217,30 < 2\bar{\sigma}_{sol} \longrightarrow 219,84 < 400 \longrightarrow \text{condition vérifié}$$

**L'ELS :**

$$M_{0x} = 1216,14 \text{KN.m}$$

$$M_x = 1216,14 + 0,8 \times 770,29 = 1832,372 \text{KN.m}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{20688,03}{130,85} + \frac{1845,124}{2522,04} \cdot 7,57 = 163,64 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{20688,03}{130,85} - \frac{1845,124}{2522,04} \cdot 7,57 = 152,66 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 160,895 \text{KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 160,895 < 200 \longrightarrow \text{condition vérifié}$$

**Sens longitudinale :**

A partir de logiciel ETABS on tire  $M_{0x}$  et  $T_{0x}$  :

**L'ELU :**

$$M_{0y} = 1237,74 \text{KN.m} \quad T_{0y} = 759,23 \text{ KN}$$

$$M_Y = 1216,14 + 759,23 \times 0,8 = 1823,52 \text{KN.m}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_Y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{28404,39}{130,85} + \frac{1823,52}{899,34} \cdot 3,81 = 224,799 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_Y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{28404,39}{130,85} - \frac{1823,52}{899,34} \cdot 3,81 = 209,352 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 220,94 \text{KN/m}^2 < 2\bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_m = 220,94 < 400 \longrightarrow \text{condition vérifié}$$

**L'ELS :**

$$M_y = 2047,314 + 3935,79 \times 0,8 = 5195,942 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{20688,03}{130,85} + \frac{1823,52}{899,34} \times 3,81 = 165,57 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{20688,03}{130,85} - \frac{1823,52}{899,34} \times 3,81 = 150,38 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 161,77 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_m = 161,77 < 200 \quad \text{--- condition vérifié}$$

**D) Vérification au poinçonnement :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq (0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}) / \gamma_b$$

Avec :

$N_u$  : Charge de calcul à L'ELU pour le poteau

$\mu_c$  : Périmètre du porteur cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$a$  : Epaisseur du voile ou du poteau.

$b$  : largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m)

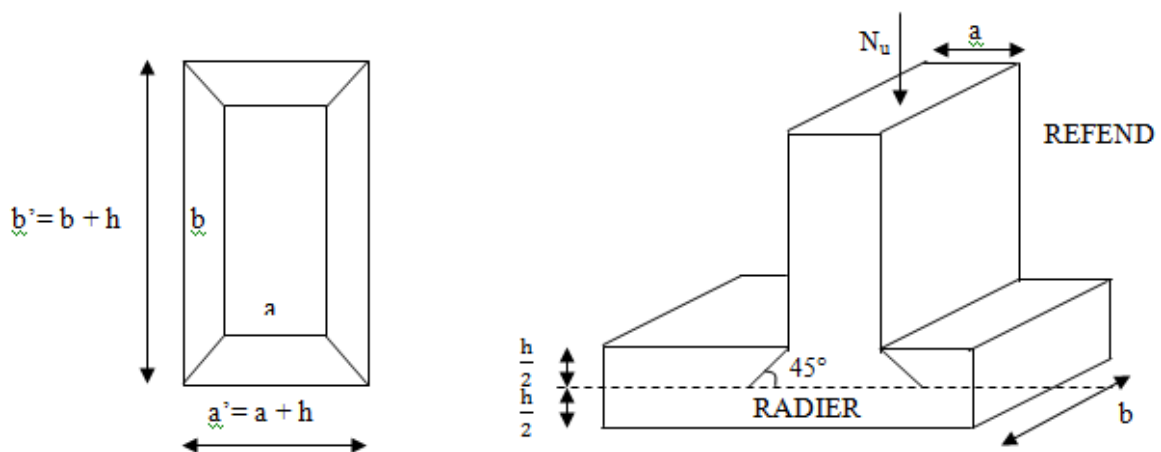


Figure VI.2 : périmètre utile des voiles et des poteaux.

**E) Calcul des périmètres utiles :**

- **Poteaux :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2(0,45 + 0,45 + 2 \cdot 0,8) = 5$$

$$\bar{N}_u = \frac{(0,045 \cdot 5,0 \cdot 8,25000)}{1,5} = 3000 \text{ KN} ; N_u = 1885,59 \text{ KN (par ETABS)}$$

$$N_u < \bar{N}_u \quad 1885,59 < 3000$$

- **Voile :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 (0,2 + 1 + 2 \cdot 0,8) = 5,6$$

$$\bar{N}_u = \frac{(0,045 \cdot 5,6 \cdot 0,8 \cdot 25000)}{1,5} = 3360 \text{ KN}$$

$$N_u < \bar{N}_u \quad 1452,77 < 3360 \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

## 7) Ferrailage des radier :

### A) Ferrailage de la dalle :

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme, et encastree sur quatre côtés, on distingue deux cas :

✓ 1<sup>ère</sup> cas :

Si  $\rho < 0,4$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ Et } M_{0y} = 0$$

✓ 2<sup>ème</sup> cas :

Si  $0,4 \leq \rho \leq 1$ ; les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unités valent :

- Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Les coefficients  $\mu_y, \mu_x$  sont donnés par les tables de **PIGEAUD**.

Avec :  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  avec ( $L_y < L_x$ )

### Remarque :

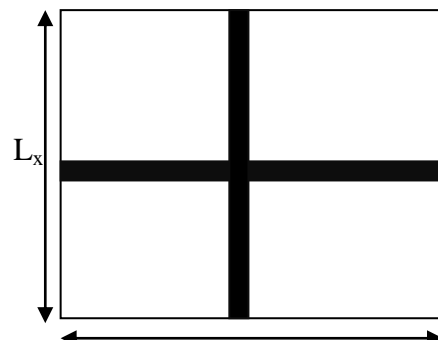
Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

### B) Identification du panneau :

$$L_x = 4 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 4 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4} = 1$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$  La dalle travaille dans



Les deux sens pour le calcul du ferrailage

on calcul la contrainte maximale  $\sigma_M^{max}$ , la contrainte due au poids propre du radier ce dernier etant directement repris par le sol .

- **L'ELU :**

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 220,94 - \frac{2764,86}{130,85} = 199,81 \text{ KN}$$

- **L'ELS :**

$$q_{um} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 161,77 - \frac{2764,86}{130,85} = 140,64 \text{ KN}$$

**8) Calcul A L'ELU :**

$$\begin{matrix} q_u = 199,81 \text{ KN} \\ \rho = 1 \end{matrix} \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

**A) Calcul des moments  $M_{0x}$  et  $M_{0y}$  :**

$$M_{0x} = 0,0368 \times 199,81 \times 4^2 = 117,65 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 1 \times 117,65 = 117,65 \text{ KN}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte de l'encastrement de cette dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

$$M_{app} \begin{cases} 0,3 M_0 \text{ pour un appui de rive} \\ 0,5 M_0 \text{ pour un appui intermédiaire} \end{cases}$$

$$M_{travé} = 0,85 M_0$$

Les résultats sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

Sens x-x				Sens y-y			
Moment isostatique en KN.m	M .aux appuis en(KN.m)		M .en travée (KN.m)	M. isostatique ( $M_0$ ) en KN.m	M. aux appuis en KN.m		M.en Travée En KN.m
	Appui de rive	Appui intermédiaire			Appui De rive	Appui intermédiaire	
117,65	35,295	58,825	100	117,65	35,295	58,825	100

*Tableau VI.5: les moments appuis et travée*

**B) Ferrailage dans le sens x-x :**

- **Calcul de ferrailage minimum :**

$$W_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq w_0(3 - \rho)$$

Avec :  $w_0 = 0,0008$  pour HA et Fe400

$$A_{xmin} \geq w_0(3 - \rho)b \cdot h$$

$$A_{xmin} = 0,0008(3-1) \times 100 \times 30 = 4,8 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis de rive**

$$u_u = \frac{M_{ax}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{35,295 \times 10^3}{100 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,032$$

La section est simplement armée ;

$$u_u = 0,042 \longrightarrow \beta = 0,984 \text{ (tableau)}$$

$$A_{sa} = \frac{M}{B \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{35,295 \times 10^2}{0,984 \times 27,5 \times 34,8} = 3,74 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} < A_{min} = 4,8 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend **4HA 14 = 6,15 cm<sup>2</sup>/ ml**

Avec :  $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm})$

- **Aux appuis intermédiaires :**

$$u_u = \frac{M_{ax}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{58,825 \times 10^3}{100 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,054$$

La section est simplement armée.

$$u_u = 0,054\beta = 0,072$$

$$A_{sa} = \frac{M}{B \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{58,825 \times 10^2}{0,072 \times 27,5 \times 34,8} = 6,32 \text{ cm}^2$$

Soit : **6 HA 12 = 6,78 cm<sup>2</sup>**

Avec :  $S_t = 15 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm})$

- **En travée :**

$$u_u = \frac{M_{ax}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{100 \times 10^3}{100 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,092$$

La section est simplement armée.

$$u_u = 0,078 \quad \beta = 0,952$$

$$A_{sa} = \frac{M}{B \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{100 \times 10^2}{0,952 \times 27,5 \times 34,8} = 10,976 \text{ cm}^2$$

Soit : **6 HA16 = 12,06 cm<sup>2</sup>**

Avec :  $S_t = 15 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$

### C) Ferrailage dans le sens y-y :

- **Calcul de ferrailage minimum :**

$$W_x = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq w_0$$

Avec :  $w_0 = 0,0008$  pour HA et Fe400

$$A_{x\min} \geq w_0 b \cdot h$$

$$A_{x\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis de rive**

$$u_u = \frac{M_{ax}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{35,295 \times 10^3}{100 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,032$$

La section est simplement armée ;

$$u_u = 0,042 \longrightarrow \beta = 0,984 \text{ (tableau)}$$

$$A_{sa} = \frac{M}{B \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{35,295 \times 10^2}{0,984 \times 27,5 \times 34,8} = 3,74 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} < A_{\min} = 4,8 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend **4HA 14 = 6,15 cm<sup>2</sup>/ ml**

Avec :  $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$

- **Aux appuis intermédiaires :**

$$u_u = \frac{M_{ax}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{58,825 \times 10^3}{100 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,054$$

La section est simplement armée.

$$u_u = 0,054 \longrightarrow \beta = 0,972$$

$$A_{sa} = \frac{M}{B \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{58,825 \times 10^2}{0,972 \times 27,5 \times 34,8} = 6,32 \text{ cm}^2$$

Soit : **6 HA 12 = 6,78 cm<sup>2</sup>**

Avec :  $S_t = 15 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$

- **En travée :**

$$u_u = \frac{M_{ax}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{100 \times 10^3}{100 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,092$$

La section est simplement armée.

$$u_u = 0,078 \quad \beta = 0,952$$

$$A_{sa} = \frac{M}{B.d.\sigma_{st}} = \frac{100 \times 10^2}{0,952 \times 27,5 \times 34,8} = 10,976 \text{ cm}^2$$

Soit : **6 HA16 = 12,06 cm<sup>2</sup>**

Avec :  $S_t = 15 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$

### 9) Vérification a L'ELU :

A) Condition de non fragilité (BAEL91,art 4,2,1) : il faut vérifié que  $A_s \geq A_{\min}$

Sens	Zone	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	Observation
x-x	Appui e rive	6,15	5,03	Condition vérifié
	Appui intermédiaire	6,78	5,03	
	Travée	12,06	5,03	
y-y	Appui e rive	6,15	2,4	
	Appui intermédiaire	6,15	2,4	
	Travée	9,23	2,4	

Tableau VI.6: condition non fragilité

### B) Calcul a L'ELS :

$$q_s = 140,64 \text{ KN} \quad \rho = 1 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0442 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

### Calcul moment $M_{0x}$ et $M_{0y}$ :

$$M_{0x} = 0,0442 \times 140,64 \times 4^2 = 99,46 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 1 \times 99,46 = 99,46 \text{ KN.m}$$

### 10) Vérifications à L'ELS :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}; \sigma_b \leq \sigma'_b = 15 \text{ MPa} \text{ avec ; } \sigma_b = \frac{\sigma_s}{k}; \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s}$$

K et  $\beta$  sont donné en fonction de  $\rho$

Tableau de vérification :

sens	zone	$M_s$ (KN.cm)	$A_s(\text{cm}^2)$	b(cm)	d(cm)	$\rho$	k	$\beta$	$\sigma_s$ KN/cm <sup>2</sup>	$\sigma_b$ KN/cm <sup>2</sup>	$\sigma'_b$ KN/cm <sup>2</sup>	Obs
x-x	Appui	2983,38	6,15	100	27,5	0,225	50,79	0,924	19,09	0,375	1,5	cv
		4973	6,78	100	27,5	0,231	49,93	0,923	28,89	0,578	1,5	cv
	travée	8454,1	12,06	100	27,5	0,439	34,50	0,899	28,35	0,821	1,5	cv
y-y	Appui	2983,38	6,15	100	27,5	0,225	50,79	0,924	13,38	0,375	1,5	cv
		4973	6,78	100	27,5	0,225	50,79	0,924	22,30	0,578	1,5	cv
	travée	8454,1	12,06	100	27,5	0,333	40,56	0,910	25,65	0,821	1,5	cv

Tableau VI.7: vérification des contraintes

**11) Ferrailage du débord :**

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie, le calcul se fera pour une bonde de 1m de largeur.

**A) Sollicitation de calcul :**

- A L'ELU :  $q_u = 199,81$  KN

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{199,81 \times 0,5^2}{2} = 24,97 \text{ KN.m}$$

- A L'ELS :  $q_s = 140,64$  KN

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{140,64 \times 0,5^2}{2} = 17,58 \text{ KN.m}$$

**B) Calcule des armatures :**

- Armatures principales :

$B = 100$  cm ;  $d = 27,5$  cm ;  $f_{bc} = 14,2$  MPa ;  $\sigma_s = 348$  MPa

$$u_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{24,97 \times 10^3}{100 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,022$$

La section est simplement armée ;

$$u_u = 0,022 \longrightarrow \beta = 0,989 \text{ (tableau)}$$

$$A_{sa} = \frac{M}{B \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{24,97 \times 10^2}{0,989 \times 27,5 \times 34,8} = 2,63 \text{ cm}^2$$

- Condition non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27,5 \times 2,1}{400} = 3,32 \text{ cm}^2$$

$A_u = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,32 \text{ cm}^2$  ..... **Condition vérifiée**

Soit 4HA12 = 4,52 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 25 cm

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit ; 4HA 10 = 3,14 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 25 cm

### C) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 27,5} = 0,163$$

$$\rho_1 = 0,20 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,934 ; K_1 = 60,76$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0,0164$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{17,58 \times 10^6}{0,934 \times 275 \times 4,52 \times 10^2} = 151,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 2,48 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

### D) Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = 151,42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

### 12) Ferrailage de la nervure :

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur Lm), et le même effort tranchant (largeur Lt) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

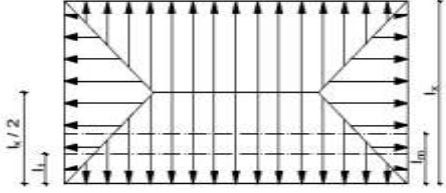
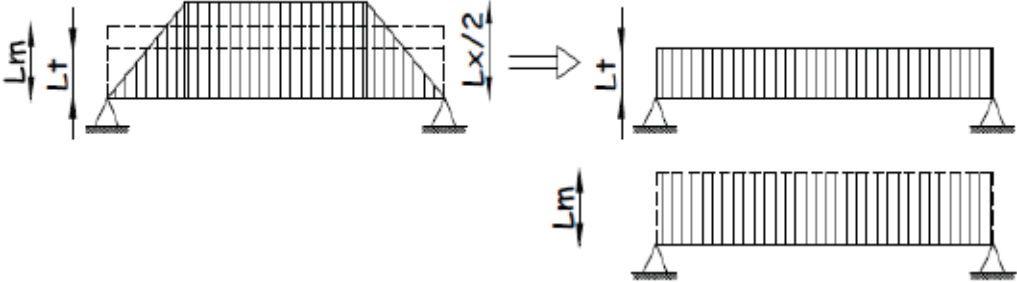
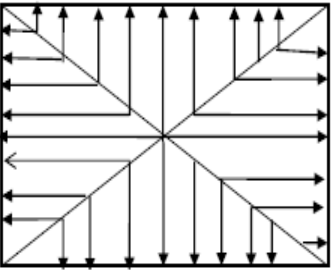
Cas de chargement	Schéma	Sollicitation
<p><b>Cas de chargement</b> <b>trapézoïdal</b></p>		<p>Moment fléchissant :</p> $I_m = I_x \left( 0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$ <p>Effort tranchant :</p> $I_t = I_x \left( 0.5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$
		
<p><b>Cas de chargement</b> <b>triangulaire :</b></p>		<p>Moment fléchissant :</p> $I_m = 0.333x I_x$ <p>Effort tranchant :</p> $I_t = 0.25x I_x$

Tableau VI.8: répartitions simplifiées des chargements.

- **Déterminations des charges :**

$$q_u = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left( 220,94 - \frac{2764,86}{130,85} - \frac{563,75}{45,1} \right) \times 1 \text{ ml} = 187,31 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left( 161,77 - \frac{2764,86}{130,85} - \frac{563,75}{45,1} \right) \times 1 \text{ ml} = 128,14 \text{ KN/ml}$$

- **Sollicitations :**

Moments fléchissant :

$$Q_U = q_u I_m$$

$$Q_s = q_s l_m$$

Efforts tranchant :

$$Q_u = q_u l_t$$

$$Q_s = q_s l_t$$

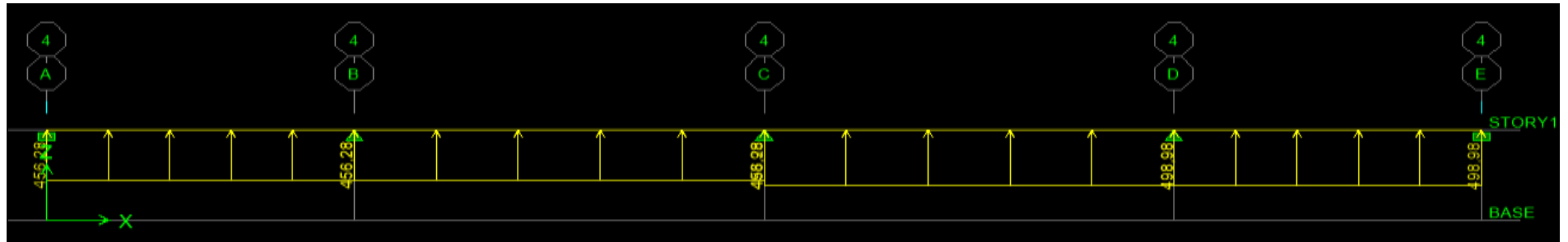
Après tout calcul effectuée on obtient les résultats suivants :

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	panneau	$L_x$	$L_y$	$\rho$	charge	$L_m$	$L_t$	$q_u$	$q_s$	$Q_{um}$	$\Sigma Q_{um}$	$Q_{sm}$	$\Sigma Q_{sm}$	$Q_{ut}$	$\Sigma Q_{ut}$	$Q_{st}$	$\Sigma Q_{st}$
<b>A-B</b>	<b>1</b>	3,0	4,0	0,75	<b>Trapézoïdal</b>	1,218	1,078	187,31	128,14	228,14	456,28	156,07	312,14	201,92	403,84	138,13	276,26
	<b>2</b>	3,0	4,0	0,75	<b>Trapézoïdal</b>	1,218	1,078	187,31	128,14	228,14		156,07		201,92		138,13	
<b>B-C</b>	<b>1</b>	4,0	4,0	1	<b>Triangulaire</b>	1,332	1	187,31	128,14	249,49	456,28	170,68	341,36	187,31	374,46	128,14	256,28
	<b>2</b>	4,0	4,0	1	<b>Triangulaire</b>	1,332	1	187,31	128,14	249,49		170,68		187,31		128,14	
<b>C-D</b>	<b>1</b>	4,0	4,0	1	<b>Triangulaire</b>	1,332	1	187,31	128,14	249,49	498,98	170,68	341,36	187,31	374,46	128,14	256,28
	<b>2</b>	4,0	4,0	1	<b>Triangulaire</b>	1,332	1	187,31	128,14	249,49		170,68		187,31		128,14	
<b>D-E</b>	<b>1</b>	3,0	4,0	0,75	<b>Trapézoïdal</b>	1,218	1,078	187,31	128,14	228,14	498,98	156,07	312,14	201,92	403,84	138,13	276,26
	<b>2</b>	3,0	4,0	0,75	<b>Trapézoïdal</b>	1,218	1,078	187,31	128,14	228,14		156,07		201,92		138,13	

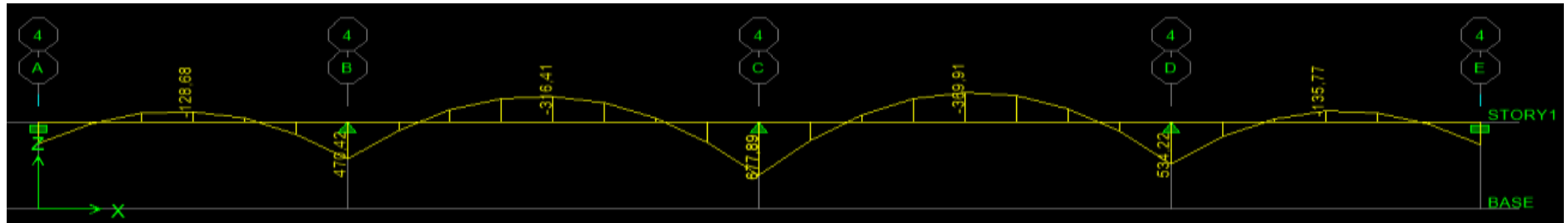
*Tableau VI.9: Moment fléchissant effort tranchant sens X-X*

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	panneau	$L_x$	$L_y$	$\rho$	Charge	$L_m$	$L_t$	$q_u$	$q_s$	$Q_{um}$	$\Sigma Q_{um}$	$Q_{sm}$	$\Sigma Q_{sm}$	$Q_{ut}$	$\Sigma Q_{ut}$	$Q_{st}$	$\Sigma Q_{st}$
1-2	1	3	4	0,75	Trapézoïdal	1,218	1,078	187,31	128,14	228,14	456,28	156,07	312,14	210,92	421,84	138,13	276,26
	2	3	4	0,75	Trapézoïdal	1,218	1,078	187,31	128,14	228,14		156,07		210,92		138,13	
2-3	1	3	4	0,75	Trapézoïdal	1,218	1,078	187,31	128,14	228,14	456,28	156,07	312,14	210,92	421,84	138,13	276,26
	2	3	4	0,75	Trapézoïdal	1,218	1,078	187,31	128,14	228,14		156,07		210,92		138,13	

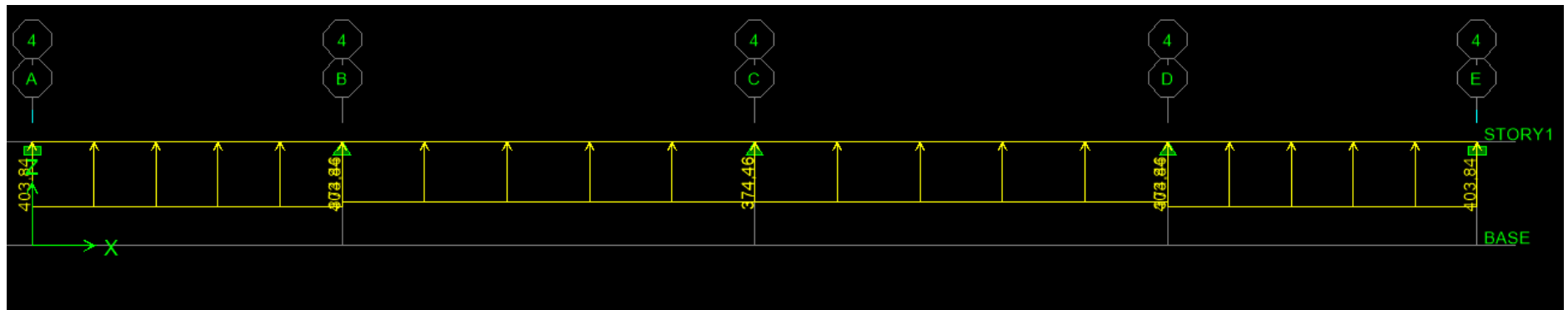
Tableau VI.10 : Moment fléchissant effort tranchant sens Y-Y



*Schémas chargement à ELU (sens transversale)*



*Moment à ELU (sens transversale)*



*Schémas chargement de l'effort tranchant à ELU (sens transversale)*

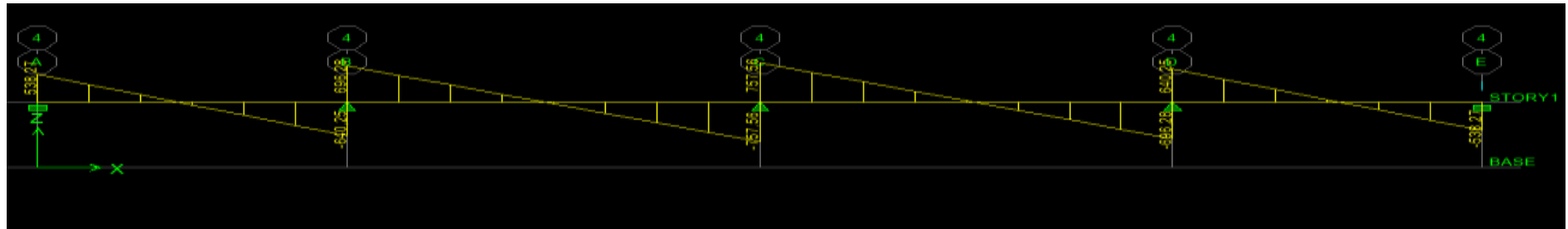
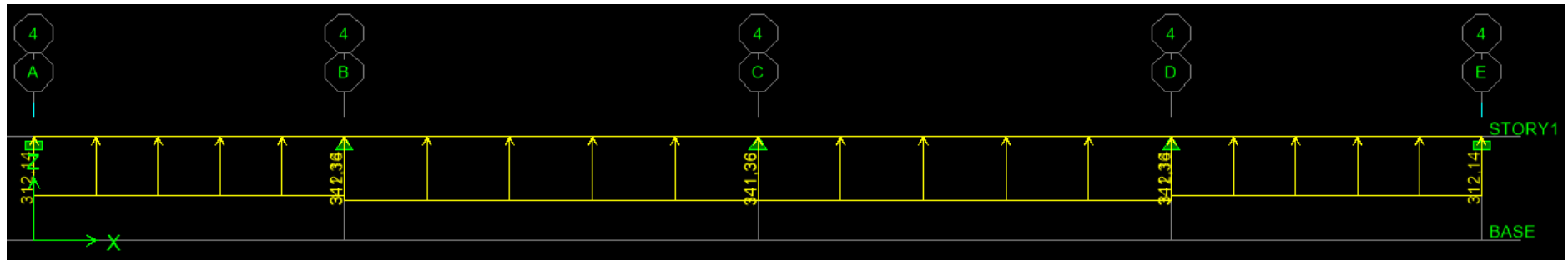


Diagramme effort tranchant a *ELU (sens transversale)*



Schémas chargement *ELS (sens transversale)*

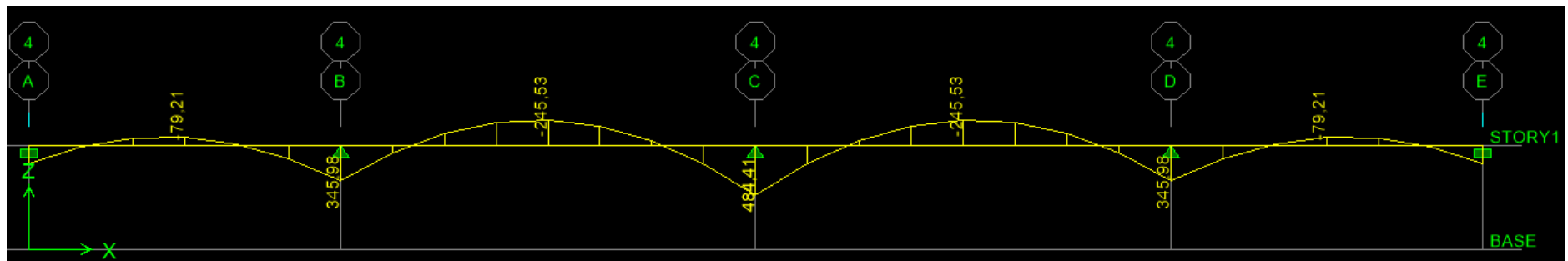
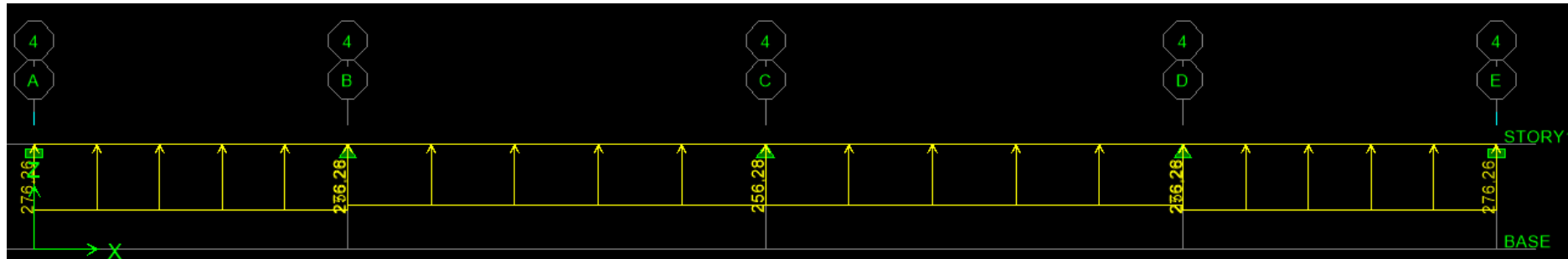


Diagramme du moment fléchissant a *ELS (sens transversale)*



Shamas e chargement de l'effort tranchant a ELS (sens transversale)

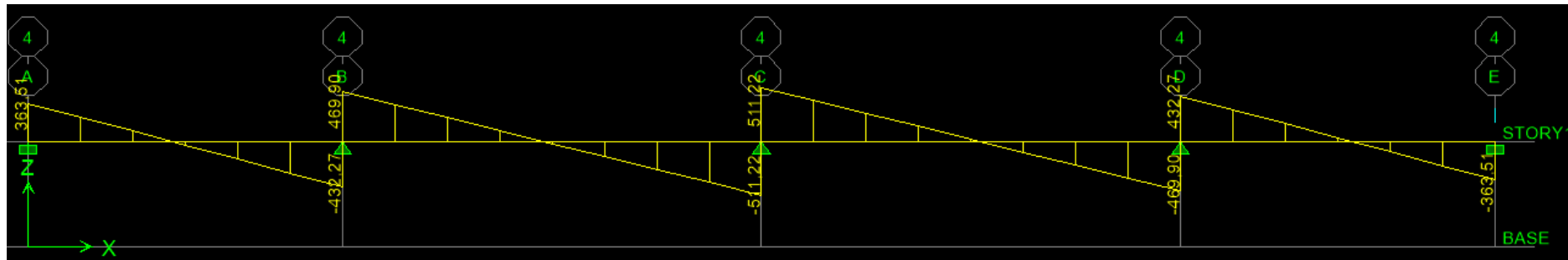
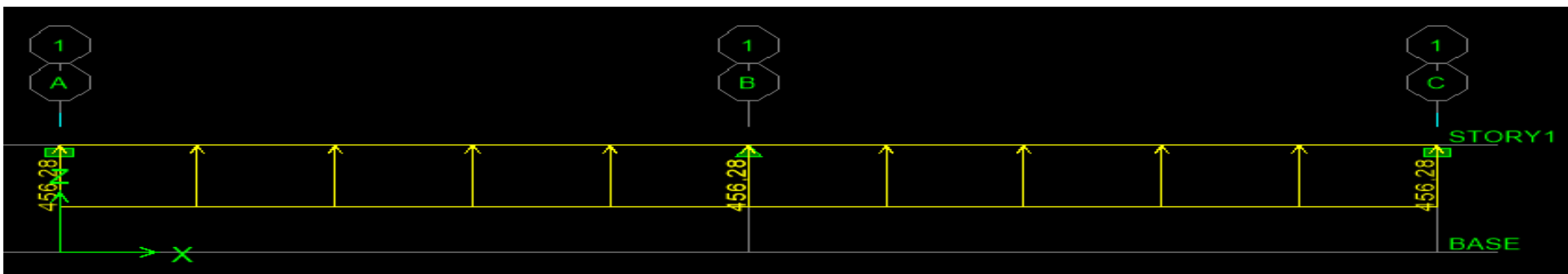
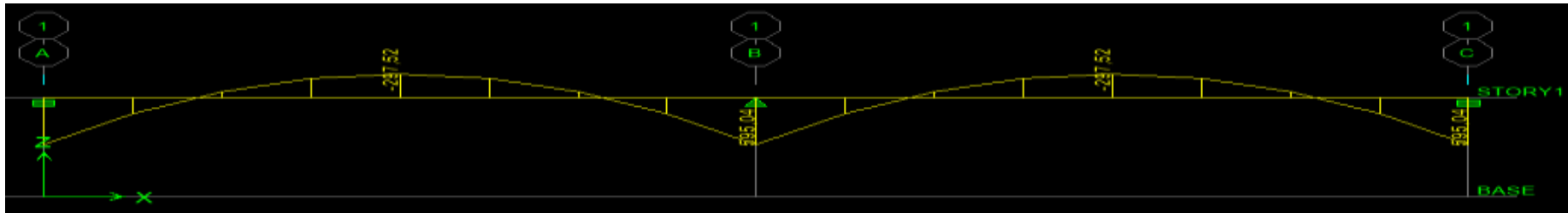


Diagramme de l'effort tranchant à ELS (sens transversale)



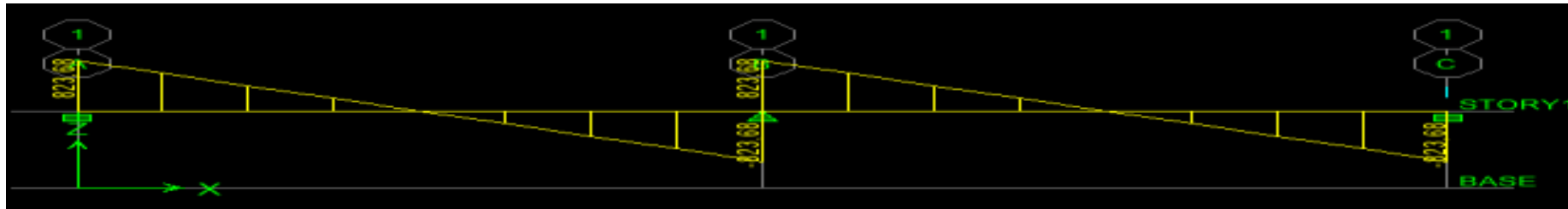
Chargement à l'ELU sens longitudinale sens longitudinale



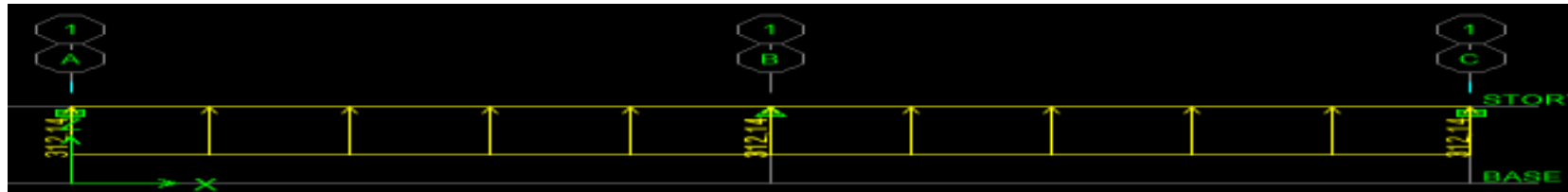
*Diagramme du moment fléchissant à l'ELU sens longitudinale*



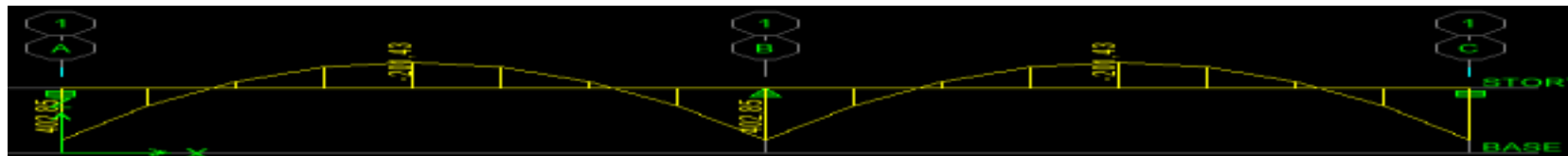
*Chargement de l'effort tranchant à l'ELU sens longitudinale*



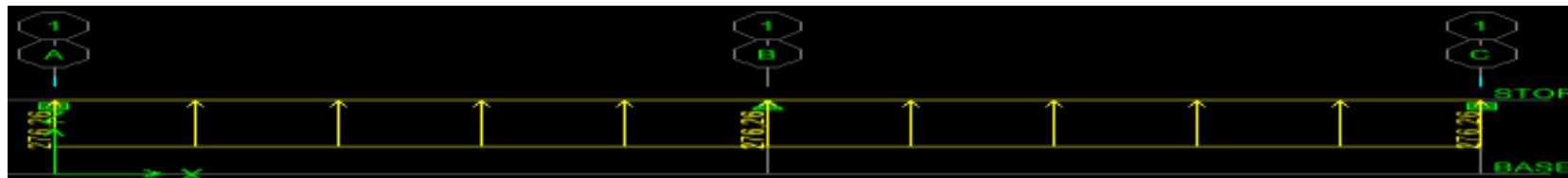
*Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU sens longitudinale*



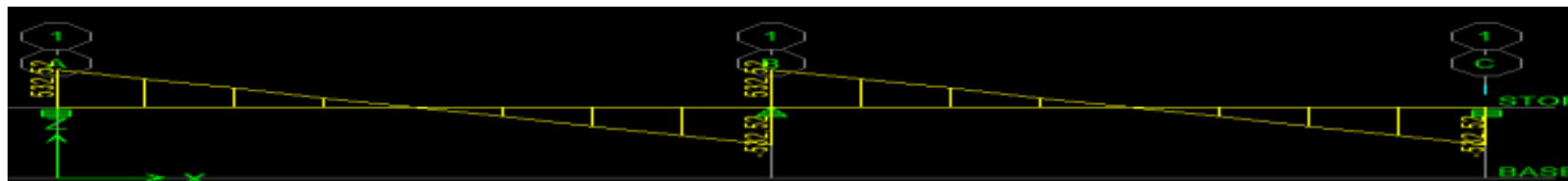
*Chargement du moment fléchissant a l'ELS sens longitudinale*



*Diagramme du moment fléchissant a l'ELS sens longitudinale*



*Chargement de l'effort tranchant a l'ELS sens longitudinale*



*Diagramme effort tranchant a ELS sens longitudinale*

Sens longitudinale (x-x)	Sens transversales (y-y)
$M_{tu \max} = 389,91 \text{KN.m}$	$M_{tu \max} = 297,52 \text{KN.m}$
$M_{au \max} = 677,89 \text{KN.m}$	$M_{au \max} = 595,04 \text{KN.m}$
$M_{ts \max} = 245,53 \text{KN.m}$	$M_{ts \max} = 201,43 \text{KN.m}$
$M_{as \max} = 489,41 \text{KN.m}$	$M_{as \max} = 402,85 \text{KN.m}$
$T_{u \max} = -757,56 \text{KN}$	$T_{u \max} = -823,68 \text{KN}$

Tableau VI.10 : sollicitations

### 13) Calcul des armatures :

#### A) Armatures longitudinale :

$B = 55 \text{cm}$  ;  $d = 75 \text{cm}$

Le ferrailage adopter pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous

sens	X	$M_u(\text{KN.m})$	$\mu_b$	$\beta$	Obs	A .cal( $\text{cm}^2$ )	A.adop	Ferrailage
X-X	appuis	677,89	0,154	0,916	SSA	28,38	30,9	6HA20(fil)+6HA16(chap)
	travée	-389,91	0,088	0,954	SSA	15,65	16,01	6HA14(fil)+6HA12(chap)
Y-Y	appuis	595,04	0,136	0,927	SSA	24,59	25,12	4HA20(fil)+4HA20(chap)
	travée	-297,52	0,068	0,965	SSA	11,81	16,08	4HA16(fil)+4HA16(chap)

Tableau : ferrailage adopté

#### B) Espacement des armatures :

##### En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l\max} \right\} = \min \left\{ \frac{80}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min \{20; 24\} = 20 \text{cm}$$

Soit :  $S_t = 10 \text{cm}$

##### En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 20 \text{cm}$$

#### C) Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 55 = 1,65 \text{cm}^2$$

Soit :  $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{cm}^2$  (un cadre et un étrier)

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **2HA14 = 3,08 cm<sup>2</sup>**

**14) Vérification à l'ELU:**

**A) Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 55 \times 75 \times \frac{2,1}{400} = 4,98 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis :**

$$A_a = 17,02 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,98 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**En travées :**

$$A = 9,94 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,98 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**B) Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

**Sens longitudinal :**  $T_u^{\max} = 757,56 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{757,56 \times 10^3}{550 \times 750} = 1,83 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Sens transversal:**  $T_u^{\max} = 823,68 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{823,68 \times 10^3}{550 \times 750} = 1,99 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**15) Vérification à l'ELS :**

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}; \sigma_b \leq \sigma'_b = 15 \text{ MPa} \text{ avec ; } \sigma_b = \frac{\sigma_s}{k}$$

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

sens	zone	M <sub>s</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	b (cm)	d (cm)	ρ	K	β	σ <sub>s</sub> KN/cm <sup>2</sup>	σ <sub>b</sub> KN/cm <sup>2</sup>	σ' <sub>b</sub> KN/cm <sup>2</sup>	Obs
X-X	travée	245,53	30,1	55	75	0,735	25,32	0,836	13,01	0,513	1,5	cv
	appuis	489,41	16,01	55	75	0,388	37,08	0,864	47,17	1,272	1,5	cv
Y-Y	travée	201,43	25,12	55	75	0,608	28,48	0,845	12,56	0,441	1,5	cv
	appuis	402,85	16,08	55	75	0,398	36,55	0,261	38,71	1,059	1,5	cv

Tableau VI.11 : vérification ELS

# **Chapitre VII :**

## **Mur plaque**

**VII : Mur Plaque :**

Au niveau de l'infrastructure, un mur plaque est prévu pour supporter la totalité des poussés des terres et la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure.

Le mur forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations, et assurer une bonne stabilité de l'ouvrage.

**1) Pré-dimensionnement du voile périphérique de soutènement:**

L'épaisseur minimale imposée par le **RPA 99 (Article.10.1.2)** pour le voile périphérique est supérieur ou égale à 15 cm, on opte pour une épaisseur de **20 cm**.

**2) Méthode de calcul :**

Le mur sera calculé comme un plancher renversé encasté au niveau de la semelle (radier) et appuyé doublement au niveau de RDC, pour une bande de largeur de 1m.

**3) Détermination des sollicitations :**

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :  $\sigma_h$  et  $\sigma_v$  tel que :  $\sigma_h = K_0 \times \sigma_v$

**Avec :**

$K_0$  : coefficient des poussées de terre au repos  $K_0 = \frac{1-\sin \varphi}{\cos \varphi}$

$\sigma_h$  : Contraintes horizontales.

$\sigma_v$  : Contrainte verticales.

$\varphi$  : Angle de frottement interne.

**4) Calcul des sollicitations :**

- Surcharge éventuelle :  $q = 10 \text{ KN/m}^2$ .
- Poids volumique des terres :  $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$ .
- Angle de frottement interne :  $\varphi = 30^\circ$ .
- Cohésion :  $C = 0$
- La contrainte admissible de sol :  $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$

$$K_0 = \frac{1-\sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{1-\sin 30}{\cos 30} = 0.57$$

$$\sigma_v = q \times \gamma h \quad \text{avec } 0 \leq h \leq Hm$$

➤ **ELU**

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 \times (q \times \gamma h) = K_0 \times (1.5q + 1.35\gamma h)$$

$$\text{Si } h = 0m : \quad \sigma_{h1} = 0.57 \times 10 \times 1.5 = 8.55 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Si } h = 4.08m : \quad \sigma_{h2} = 0.57 \times (10 \times 1.5 + 1.35 \times 17 \times 4.08) = 61.92 \text{ KN/m}^2$$

➤ **ELS :**

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 \times (q \times \gamma h) = K_0 \times (q + \gamma h)$$

$$\text{Si } h = 0m \quad \sigma_{h1} = 0.57 \times 10 = 5.7 \text{ KN/m}^2$$

Si  $h = 4.08m$        $\sigma_{h2} = 0.57 \times (10 + 17 \times 4.08) = 45.23 \text{ KN/m}^2$

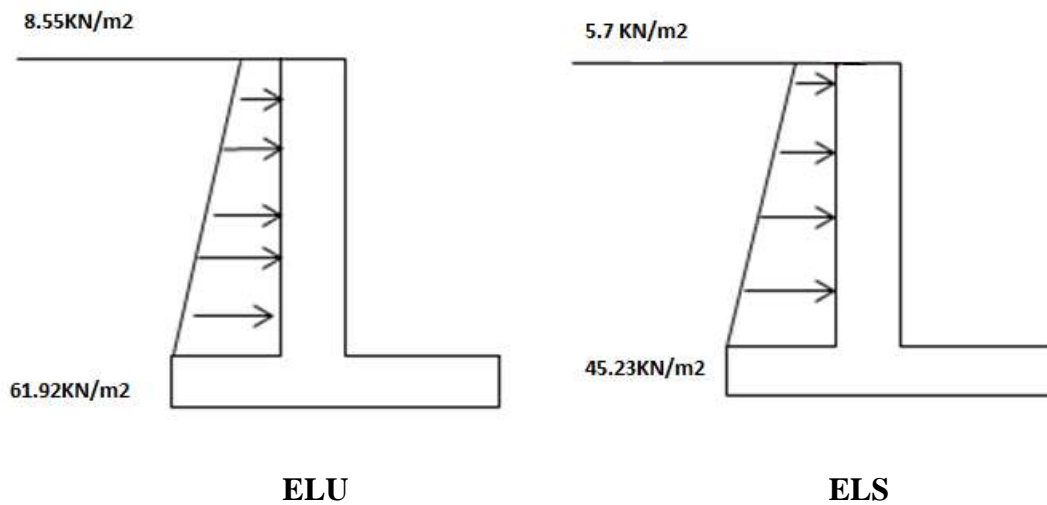


Figure VII.1.1 : diagramme des contraintes.

**5) Charges moyennes :**

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bonde de 1 mètre est :

ELU :  $q_u = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \times 1m = \frac{3 \times 61.92 + 8.55}{4} = 48.57 \text{ KN/m}^2$   
 ELS :  $q_s = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \times 1m = \frac{3 \times 45.23 + 5.7}{4} = 35.34 \text{ KN/m}^2$

**6) Ferrailages de mur plaque :**

**A) Méthode de calcul :**

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continue encastées a la base au niveau des nervures, des poteaux, ainsi qu'au niveau des longrines.

**B) Détermination des moments :**

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moment en travée :  $0.75M_x$  et  $0.75M_y$ .
- Moment d'encastrement sur les grands coté :
  - $0,3M$  (appuis de rive).
  - $0,5 M$  (autres appuis).

**Identification de panneaux :**

Dans le sens de la petite potée  $L_x$  :  $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$

Dans le sens de la grande potée  $L_y$  :  $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

$l_x = 3.55 \text{ m}$        $l_y = 4.08m$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.55}{4.08} = 0.87$$

$0.4 < \rho = 8.87 < 1 \longrightarrow$  Donc le panneau travaille dans les deux sens.  
On a :  $\rho = 8.87$

a) Calcul à L'ELU :

$\rho = 8.87$  A partir des tableaux de PIGEAUD on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0488 \\ \mu_y = 0.721 \end{array} \right.$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0488 \times 48.47 \times 3.55^2 = 29.8 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.721 \times 29.8 = 21.48 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :

Sens x-x :

- Aux appuis :  $M_a = 0.5M_{0x} = 0.5 \times 29.8 = 14.9 \text{ KN.m}$
- En travée :  $M_t = 0.75M_{0x} = 0.75 \times 29.8 = 22.35 \text{ KN.m}$

Sens y-y :

- Aux appuis :  $M_a = 0.5M_{0y} = 0.5 \times 21.48 = 10.74 \text{ KN.m}$
- En travée :  $M_t = 0.75M_{0y} = 0.75 \times 21.48 = 16.11 \text{ KN.m}$

b) Calcul à l'ELS :

$\rho = 8.87$  A partir des tableaux de PIGEAUD on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0559 \\ \mu_y = 0.804 \end{array} \right.$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0559 \times 35.34 \times 3.55^2 = 24.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.804 \times 24.89 = 20.01 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :

Sens x-x :

- Aux appuis :  $M_a = 0.5M_{0x} = 0.5 \times 24.89 = 12.44 \text{ KN.m}$
- En travée :  $M_t = 0.75M_{0x} = 0.75 \times 24.89 = 18.66 \text{ KN.m}$

Sens y-y :

- Aux appuis :  $M_a = 0.5M_{0y} = 0.5 \times 20.01 = 10 \text{ KN.m}$
- En travée :  $M_t = 0.75M_{0y} = 0.75 \times 20.01 = 15 \text{ KN.m}$

**Calcul des sections d'armature :**

Sens	Zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu_u$	$\mu_1$	OBS	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )	ferraillage	$S_t$ (cm)
x-x	Appuis	14.9	0.034	0.392	SSA	0.983	2.48	2.00	6.78	6HA12	16
	Travée	22.35	0.050	0.392	SSA	0.974	3.76	2.00	6.78	6HA12	16
y-y	Appuis	10.74	0.024	0.392	SSA	0.988	1.78	2.00	6.78	6HA12	16
	Travée	16.11	0.038	0.392	SSA	0.981	2.70	2.00	6.78	6HA12	16

Tableau01 : ferraillage du mur plaque

**Recommandations du RPA 99:**

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 %B dans les deux sens (Horizontal et vertical).

$$A_{min} = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

- Les deux nappes sont reliées par 4 épingles par 1m<sup>2</sup> de HA8.

**Vérification à l'ELS :**

Le voile périphérique étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

**Dans les aciers :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A_{st}} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100 . A_s}{b d}$$

**Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ et } 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	Zone	A <sub>s</sub>	M <sub>s</sub> (KN.m)	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>st</sub> (MPa)	σ̄ <sub>st</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	obs
x-x	Appuis	6.78	12.44	0.388	0.904	37.08	115.98	201.63	3.12	15	Ok
	Travée	6.78	18.66	0.388	0.904	37.08	173.97	201.63	4.69	15	Ok
y-y	Appuis	6.78	10.00	0.388	0.904	37.08	93.23	201.63	2.51	15	Ok
	Travée	6.78	15.00	0.388	0.904	37.08	139.84	201.63	3.77	15	Ok

Tableau02 : Vérification des contraintes a l'ELS.

**❖ Résultats :**

- L'épaisseur du Mur plaque de **20cm**  
Le ferrailage du mur plaque est comme suit :

**Sens x-x :**

- **En travée :** 6HA12/ml avec un espacement de 16cm.
- **Aux appuis :** 6HA12/ml avec un espacement de 16cm.

**Sens y-y :**

- **En travée :** 6HA12/ml avec un espacement de 16cm.
- **Aux appuis :** 6HA12/ml avec un espacement de 16cm

Plan de ferrailage

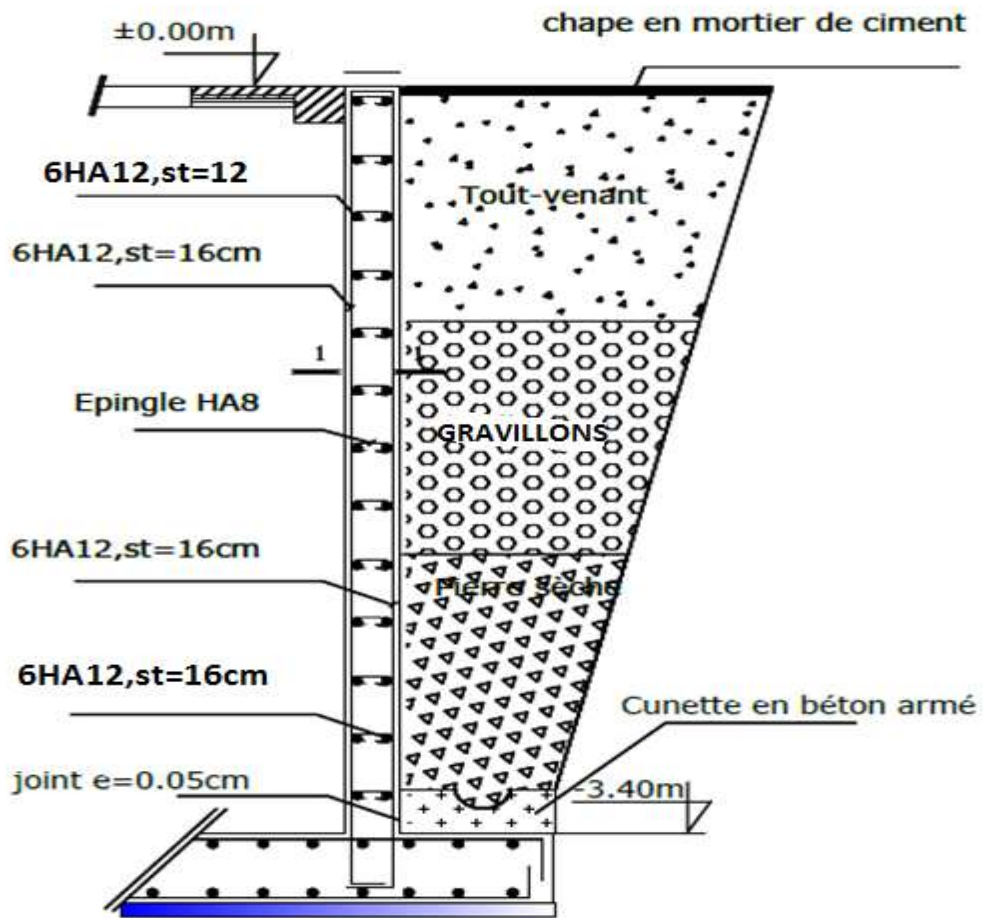
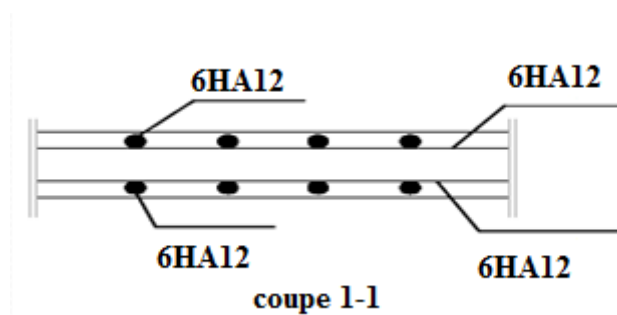


Figure 01 : Ferrailage de voile périphérique de soutènement.



## ***Conclusion générale***

*Ce projet de fin d'études qui est notre première expérience nous a été très bénéfique et enrichissante, non seulement du fait que nous avons pu synthétiser nos différents acquis et de mettre en application directe plusieurs de nos cours enseignés précédemment notamment la dynamique des structures, le béton armé, la résistance des matériaux et encore la mécanique des sols, et ainsi faire une synchronisation entre les connaissances théoriques et pratiques.*

*Les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduites à nous documenter et approfondir davantage nos recherches et connaissances en génie civil au-delà de ce que nous avons eu la chance d'étudier durant notre cursus universitaire.*

*Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons **ETABS** que nous avons appris à maîtriser durant la réalisation de ce projet.*

*À terme, nous souhaitons que ce modeste travail sera pris comme support utile et comme une petite contribution pour les promotions avenir.*

---

## BIBLIOGRAPHIE :

### Règlements :

- ❖ Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- ❖ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93.
- ❖ Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL 91.
- ❖ Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.

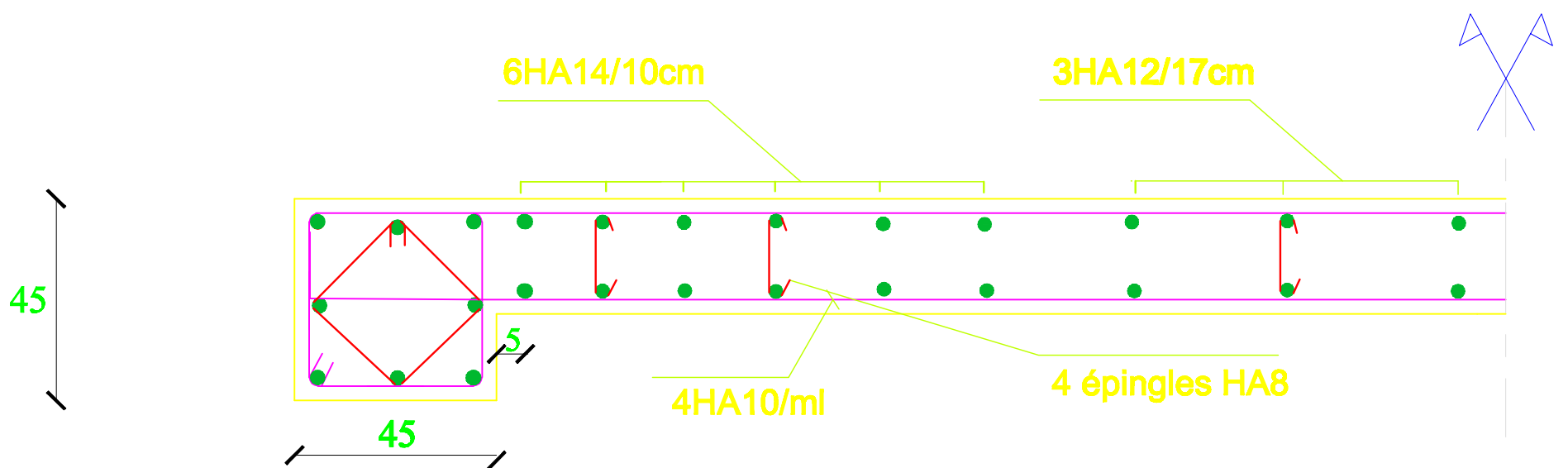
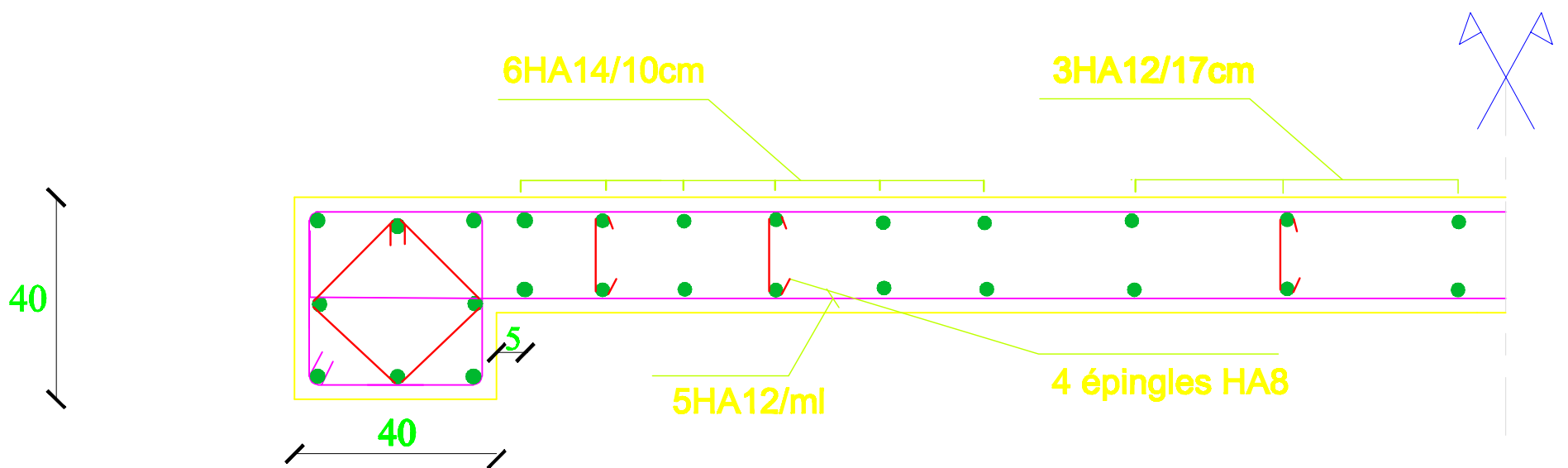
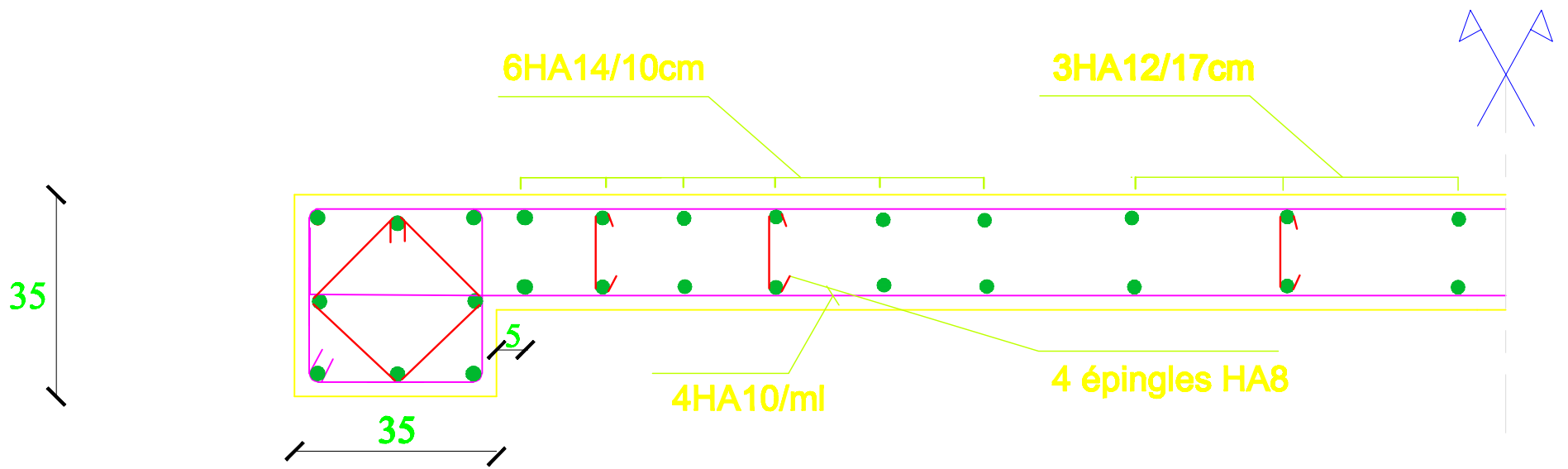
### Logiciels :

- ❖ Logiciel ETABS V9.7
- ❖ Logiciel de ferrailage SOCOTEC
- ❖ EXCEL 2007
- ❖ WORD 2007
- ❖ AUTOCAD 2017

### Ouvrage :

- ❖ Formulaire du béton armé de **Victor DAVIDOVICI**.
- ❖ Les abaques de **PIGEAUD**.
- ❖ Cours et TD des années spécialité (RDM, BETON, DDS...)
- ❖ Mémoire de fin d'études des promotions précédentes.

# -FERRAILLAGE VOILES (SENS LONGITUDINAL)

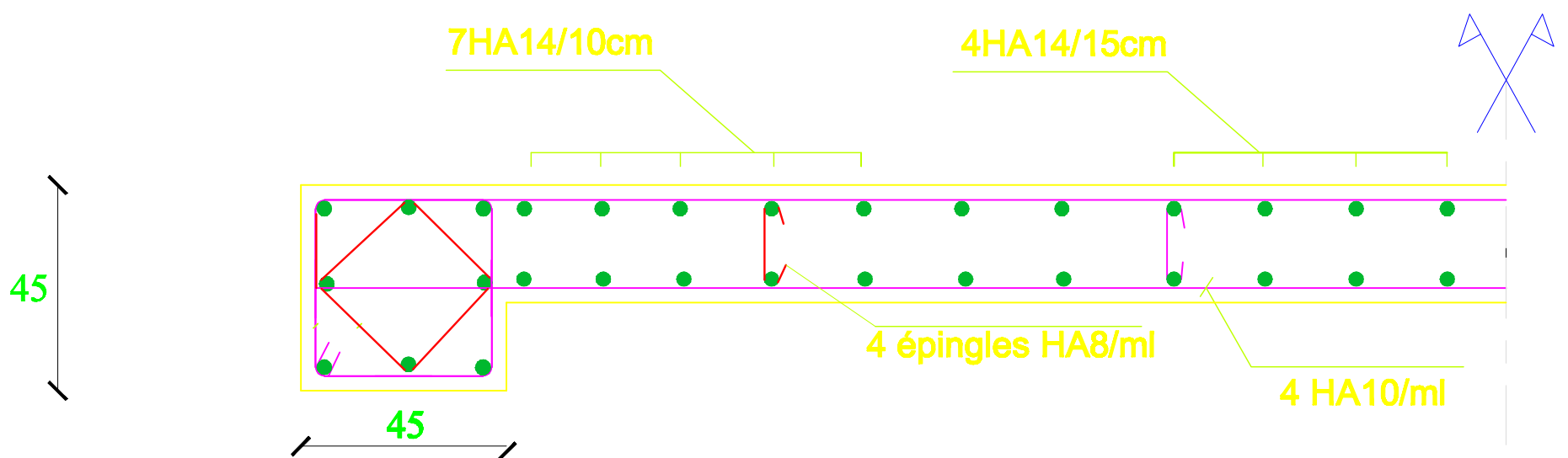
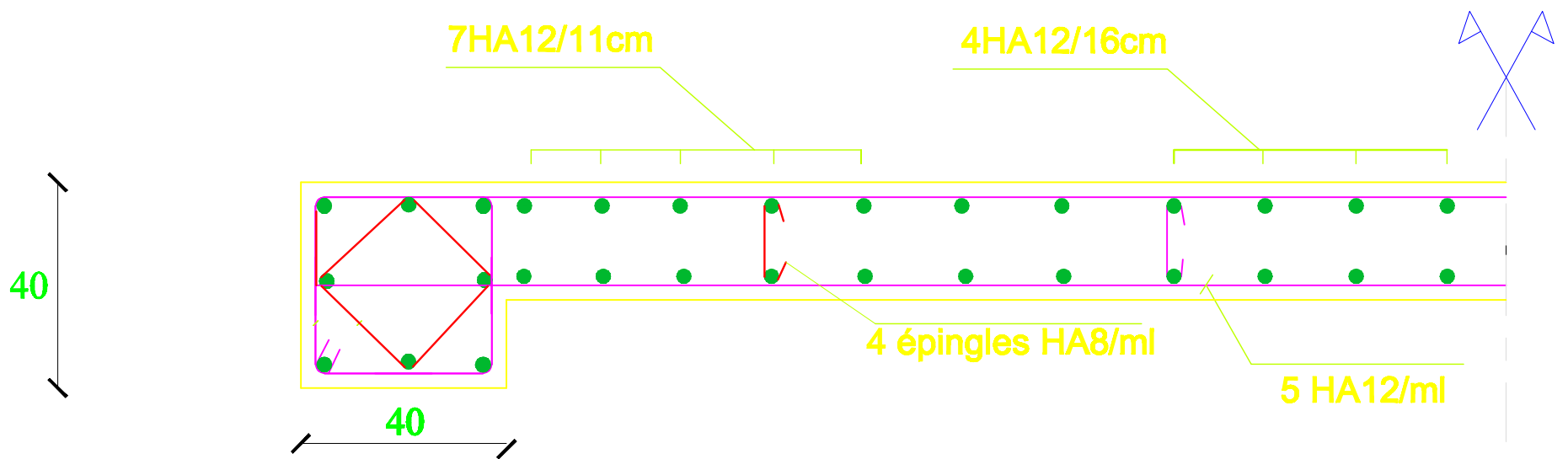
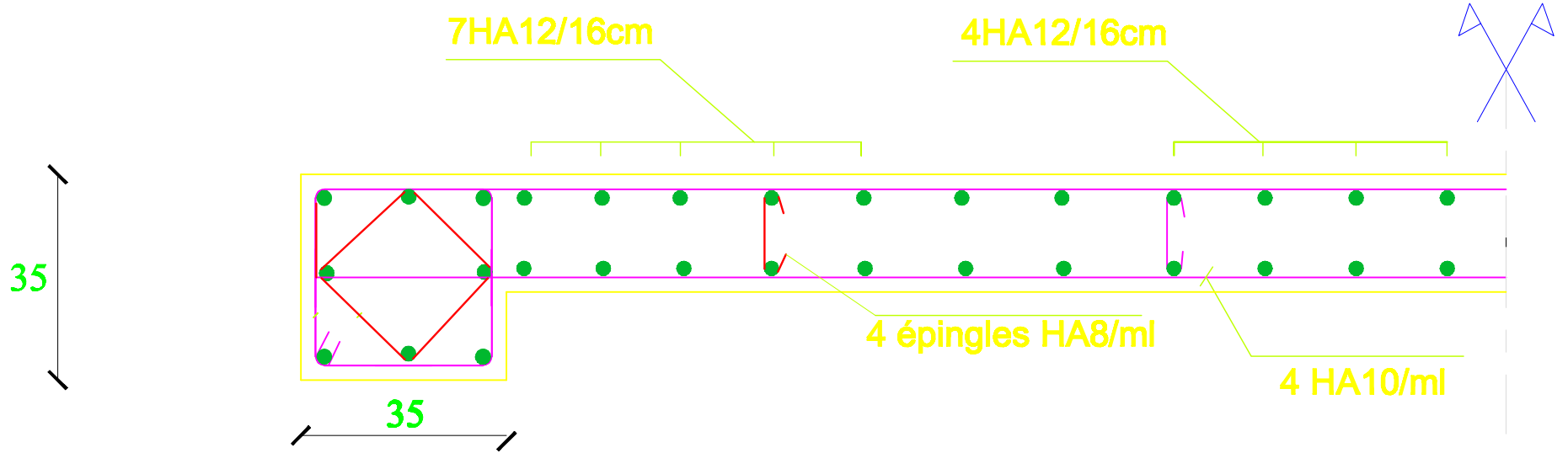


UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU  
 Faculté du Genie de la Construction  
 Département de Génie Civil

## FERRAILLAGE DES VOILES

Proposé par:		Octobre 2019
Présenté par:	Mrs: CHIKH Fetah Mrs: DRIF Ferhat	Plan:
Encadré par:	Mr: OUGUEMATA	Echelle:1/50

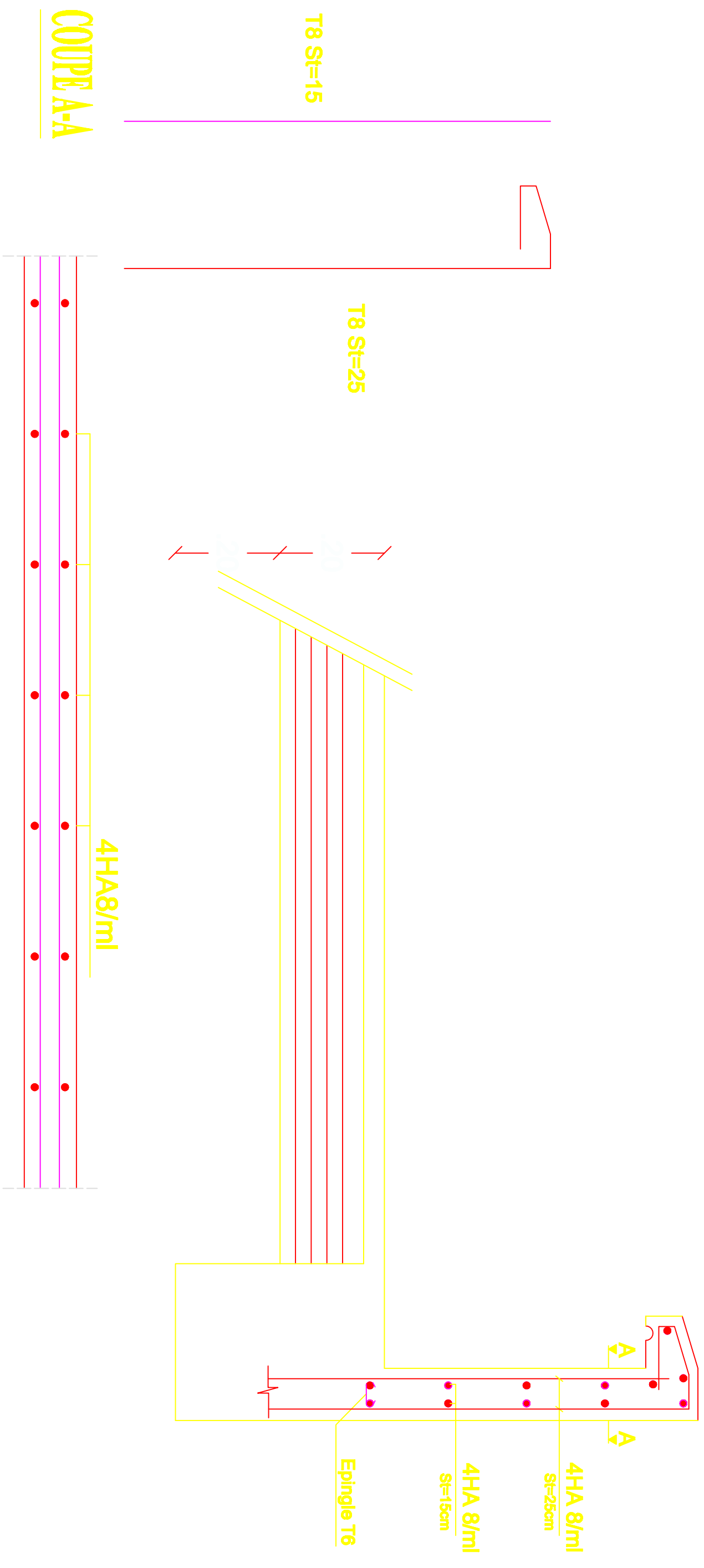
# -FERRAILLAGE VOILES (SENS TRANSVERSAL)



UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU  
 Faculté du Génie de la Construction  
 Département de Génie Civil

## FERRAILLAGE DES VOILES

Proposé par:		Novembre 2019
Présenté par:	Mrs: CHIKH Fakh Mrs: DRIF Farhat	Plan:
Révisé par:	Mr: OUGEMATA	Echelle: 1/50

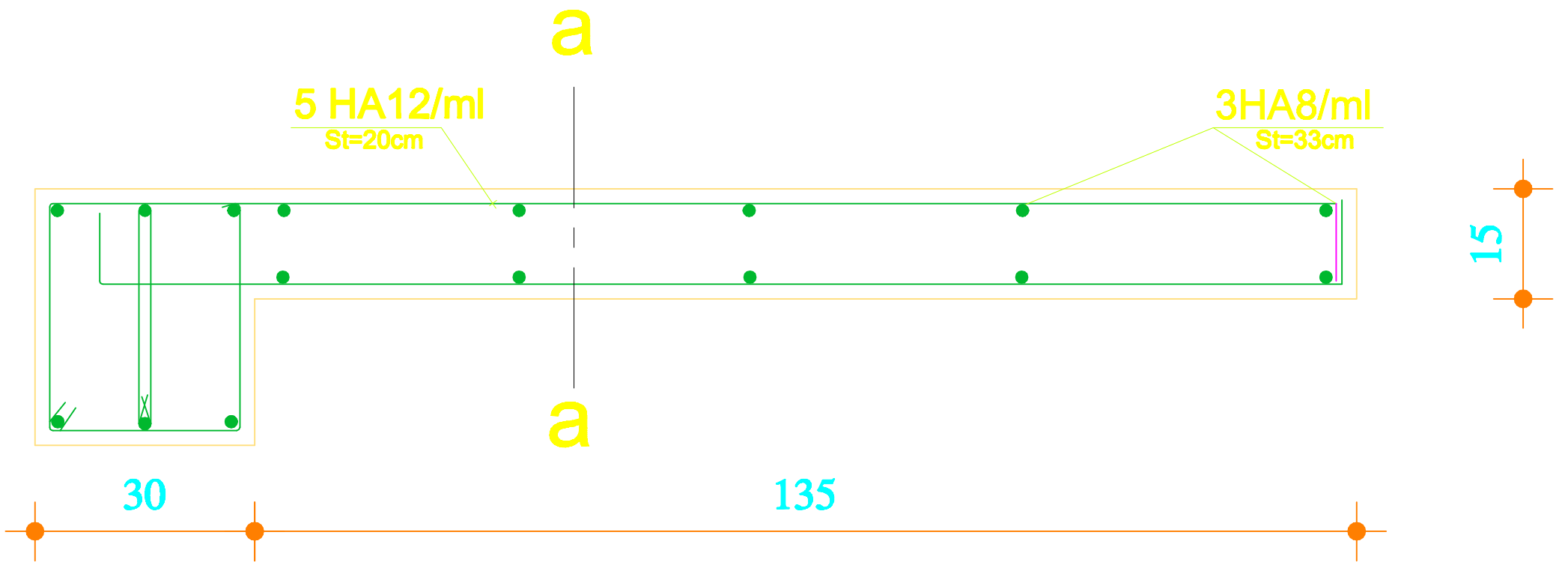


**COUPE A-A**

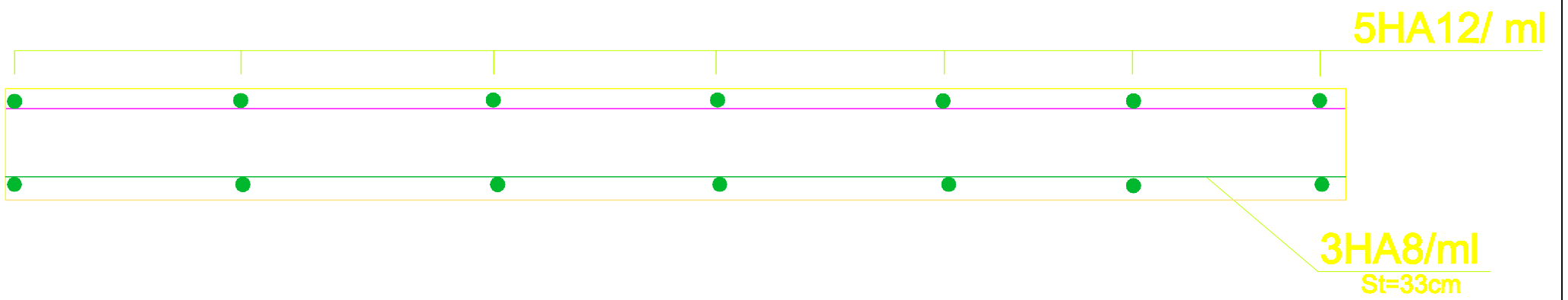
UNIVERSITE MOULOUOD MAMBERU DE TIZ-OUZOUJ  
 Faculté du Génie de la Construction  
 Département de Génie Civil

**FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE**

Proposé par:		Octobre 2019
Préparé par:	Mr. CONRAT Toudi Mr. DAVID Tachet	Page
Révisé par:	Mr. OUGUERMALTA	Rechercher: 1/50



### Coupe a-a

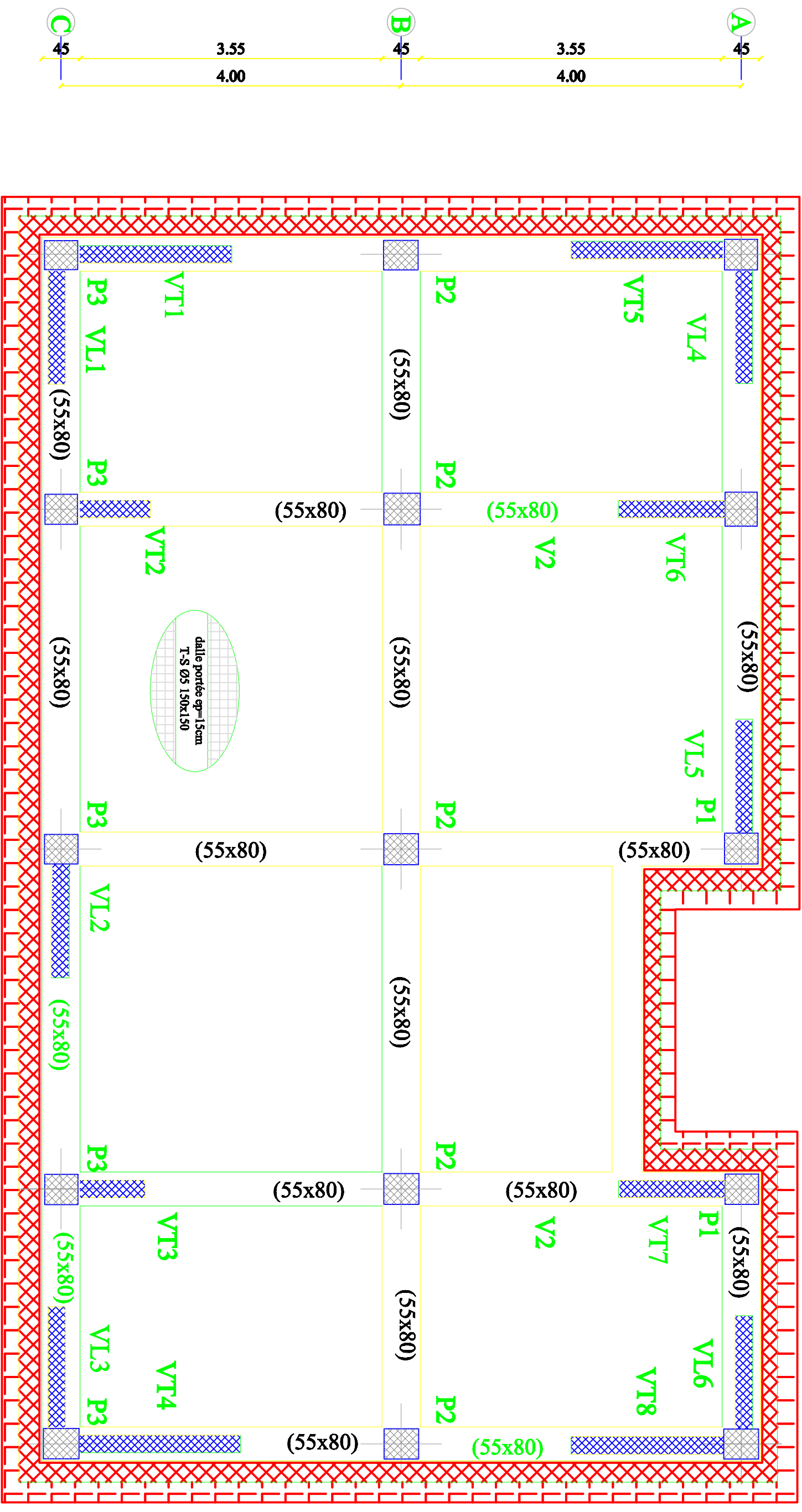
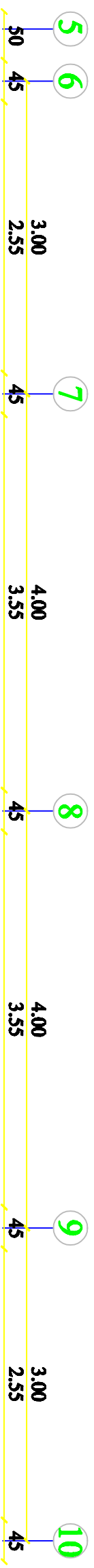


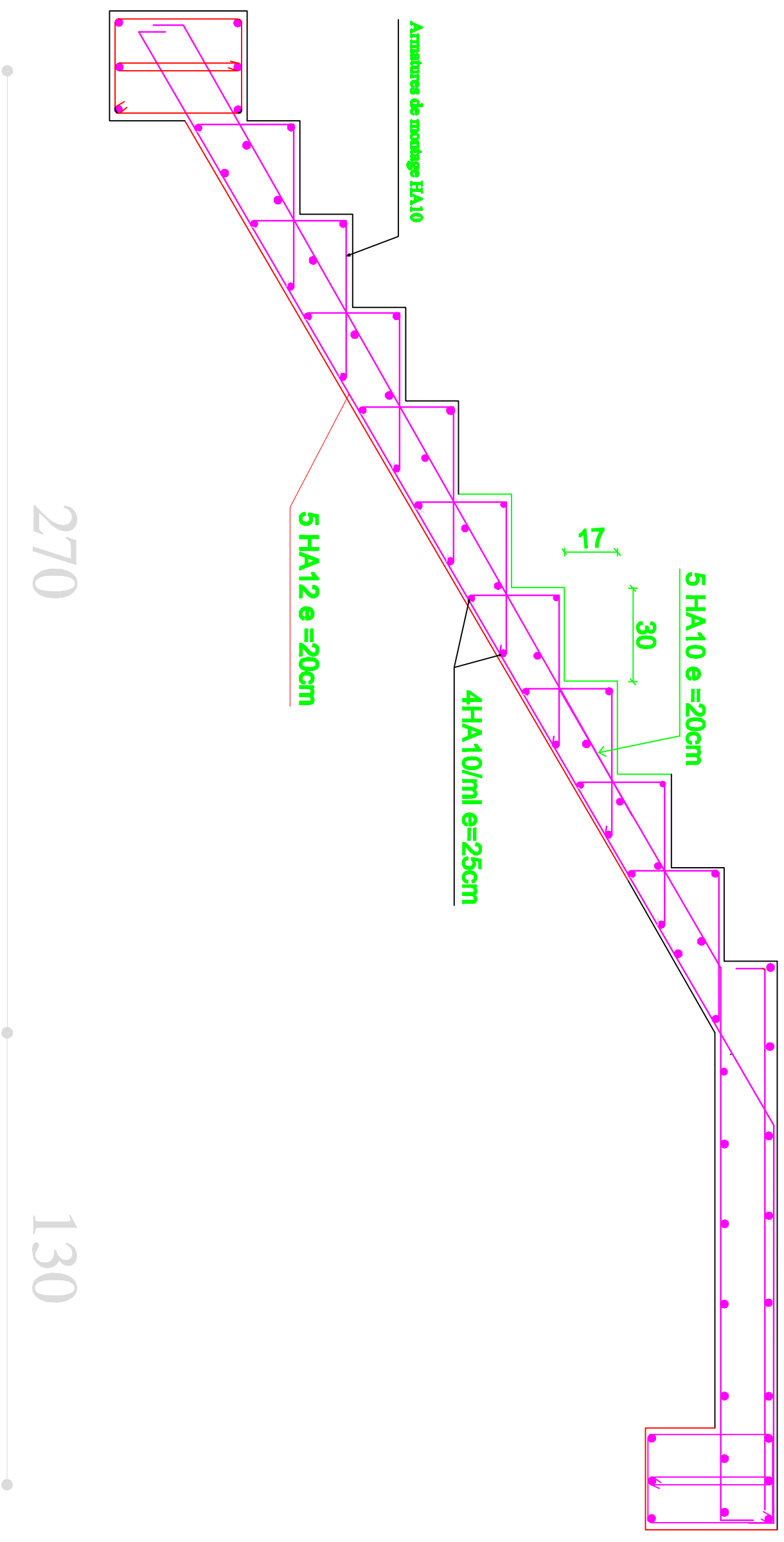
UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU  
 Faculté du Genie de la Construction  
 Département de Génie Civil

### FERRAILLAGE DES BALCONS

Proposé par:		Octobre 2019
Présenté par:	Mrs: CHIKH Fakh Mrs: DRIF Farhat	Plan:
Encadré par:	Mr: OUGUEMATA	Echelle: 1/50

# Coffrage Des Fondations



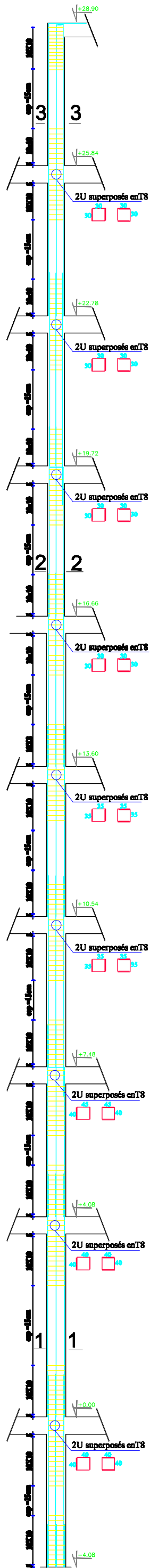


## FERRAILLAGE DE L'ESCALIER

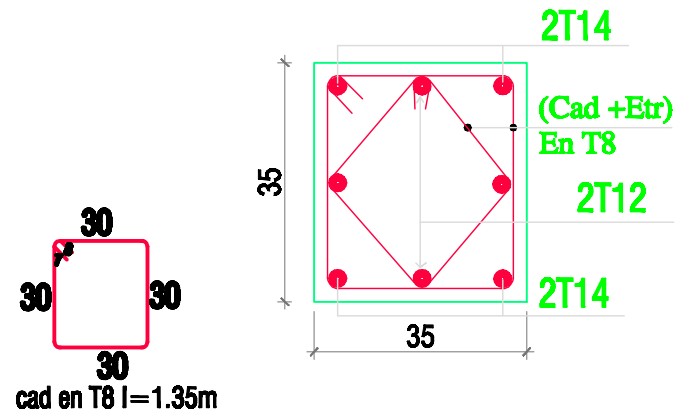
UNIVERSITE MOULOUAOU MAANBEU DE TIZ-OUZOUJ  
 Faculté de la Construction  
 Département de Génie Civil

Préparé par:		Octobre 2019
Présenté par:	Mr. OUSMANE BACH Mr. YOUSSEF BACH	Page
Échelle:	Mr. OUSMANE BACH	Échelle: 1/30

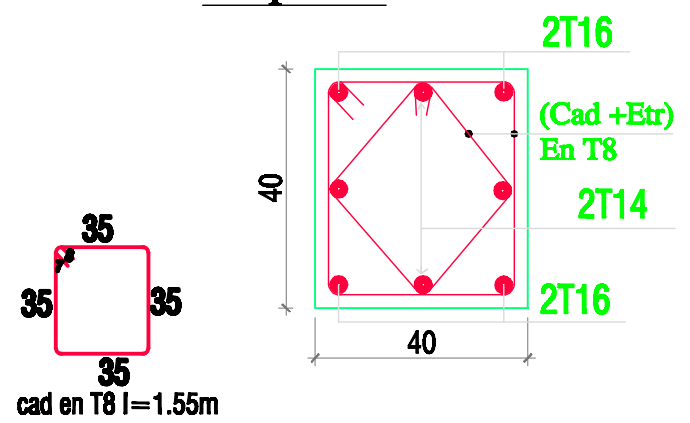




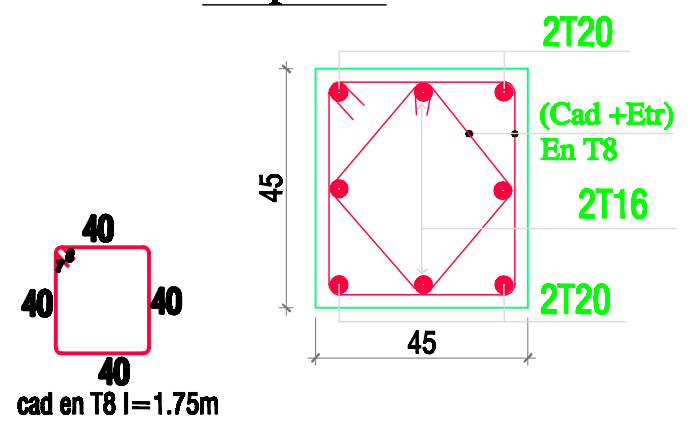
coupe 3-3



coupe 2-2



coupe 1-1



UNIVERSITE MOULOUD MAAMER DE TIZI-OUZOU  
 Faculté du Génie de la Construction  
 Département de Génie Civil

## FERRAILLAGE DES POTEAUX

Préparé par:		Octobre 2019
Présenté par:	M. CHEIKH Fatah M. BENT Fekhat	Plan
Encadré par:	M. OUGUEMATA	Echelle 1/30