

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



# MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

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

## THEME

ETUDE D'UNE STRUCTURE D'UN  
BATIMENT (RDC + 9)  
A USAGE SERVICE ET COMMERCIAL,  
A OSSATURE MIXTE (VOILES ET  
PORTIQUES) MODILISE AVEC LE  
LOGICIEL ETABS 9.6.0)



Réalisé par :

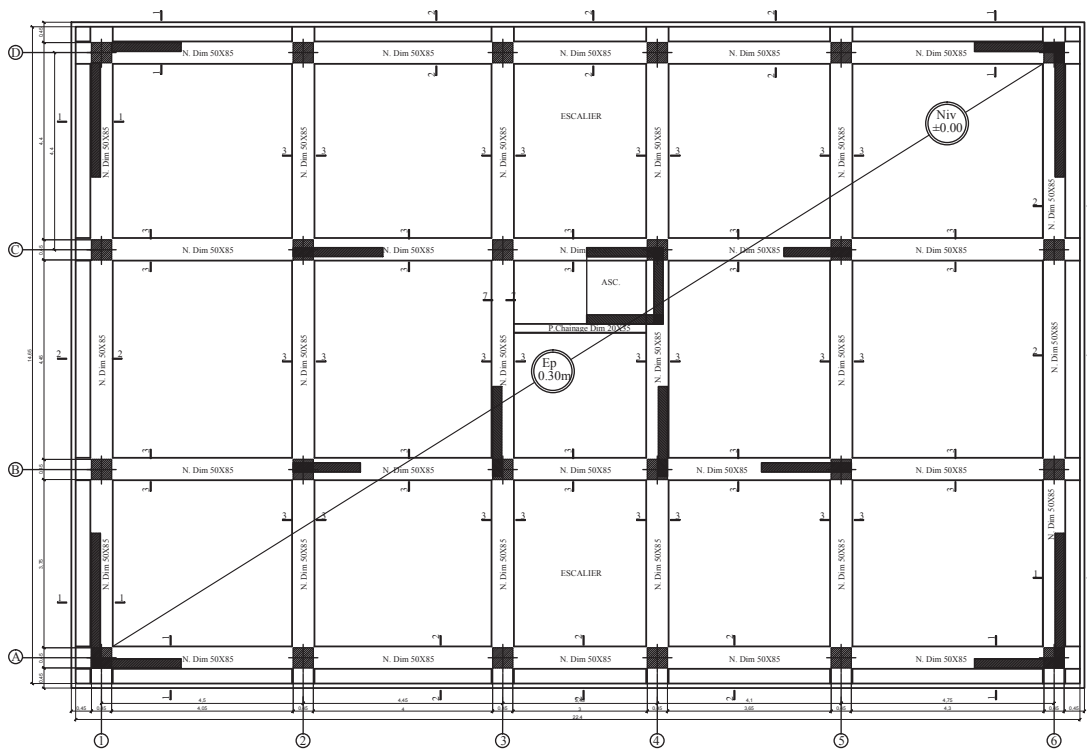
M<sup>elle</sup>. GHOUTI Hayat.

M<sup>elle</sup>. CHERIF Naima.

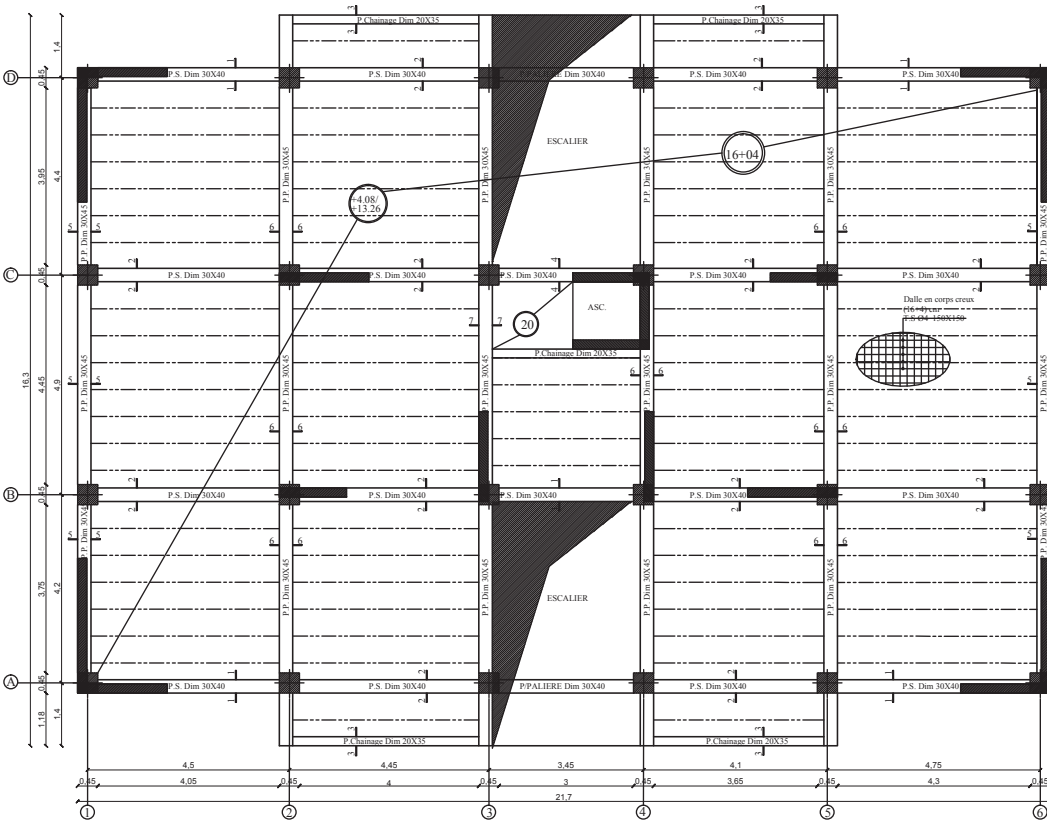
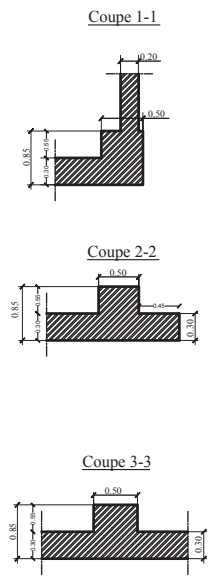
Dirigé par :

M<sup>r</sup>. ATLAOUI.

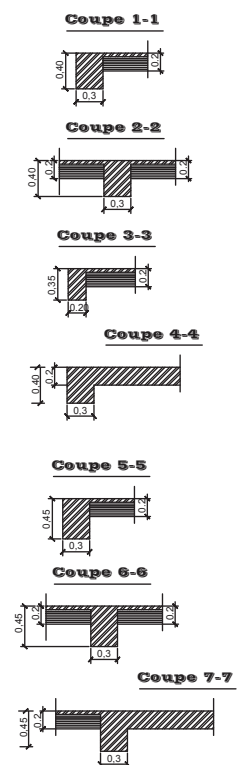
Promotion 2017/2018



**PLAN COFFRAGE FONDATION**



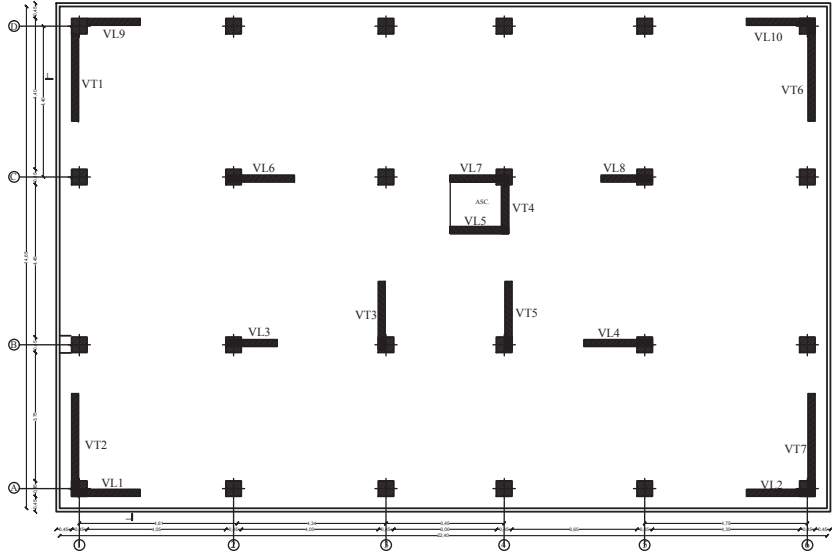
**PLAN COFFRAGE PLANCHER NIV. +4.08 A +13.26**



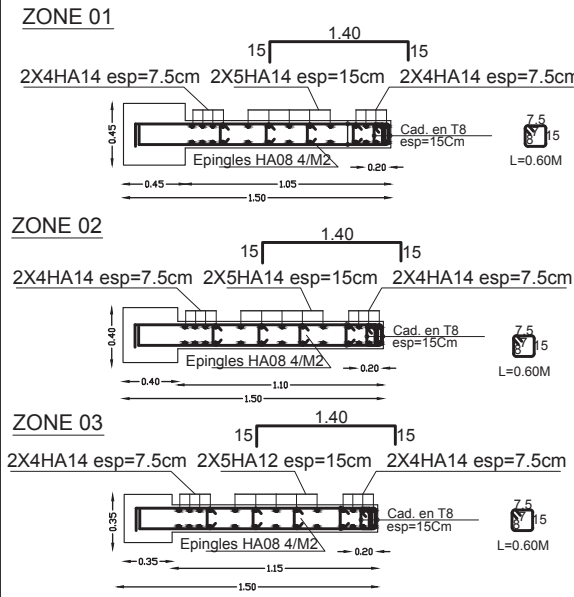
République Algérienne Démocratique et Populaire Université de MOULOUD MAMMERRI T-O Faculté du Génie de la Construction Département de Génie civil		
Proposé par: Bureau d'étude	<b>PLANS GENIE CIVIL</b>	PLANCHE N°
Etudié par Melle: CHERIF NAIMA Melle: GHOUTI HAYET	<b>PLAN COFFRAGE FONDATION</b> <b>PLAN COFFRAGE PLANCHER NIV. +4.08 A</b> <b>+13.26</b>	09/2018
Dirigé par Mr: ATLAOUI		ECHELLE: 1/50



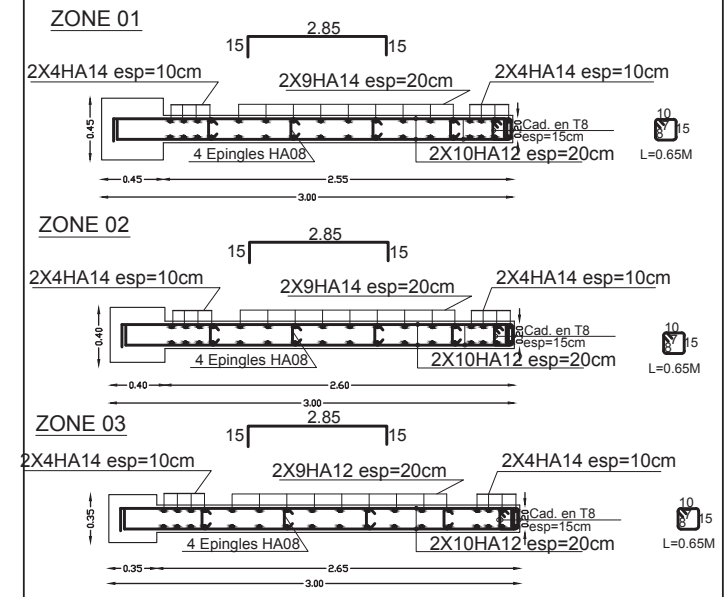
PLAN D'IDENTIFICATION DES VOILES



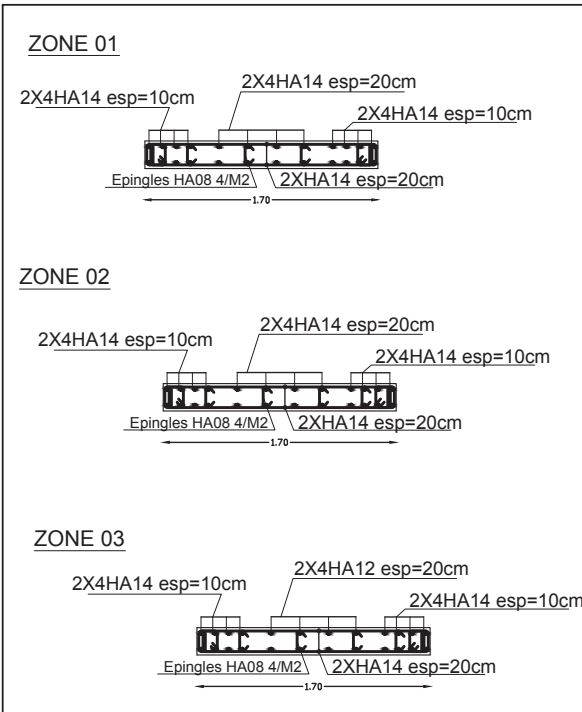
COFFRAGE FERRAILLAGE VOILES (1.50M) L4, L6,



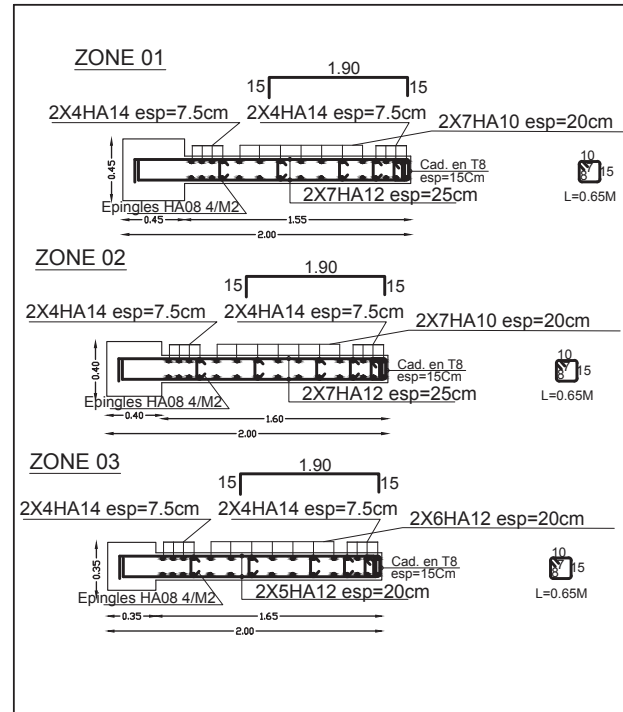
COFFRAGE FERRAILLAGE VOILES (3.00M) T1, T2, T6 & T7



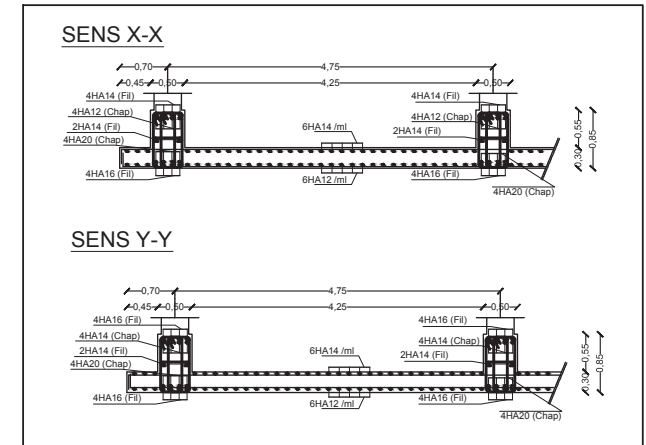
COFFRAGE FERRAILLAGE VOILE VT4



COFFRAGE FERRAILLAGE VOILES (2.00M) L1, L2, L3, T3, T5, L9 & L10



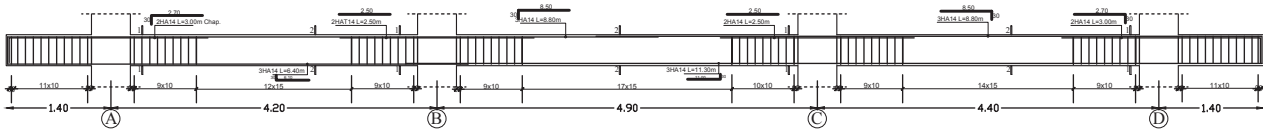
COFFRAGE FERRAILLAGE DU RADIER/ NERVURE



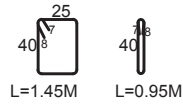
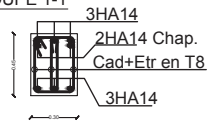
République Algérienne Démocratique et Populaire Université de MOULOUD MAMMERTI T-O Faculté du Génie de la Construction Département de Génie civil		
Proposé par: Bureau d'étude	<u>PLANS GENIE CIVIL</u>	PLANCHE N°
Etudié par Melle: CHERIF NAIMA Melle: GHOUTI HAYET	<u>FERRAILLAGE DES VOILES</u> <u>FERRAILLAGE FONDATIONS</u>	09/2018
Dirigé par Mr: ATLAOUI		ECHELLE: 1/50

# COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES 30X45

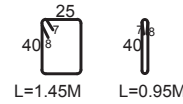
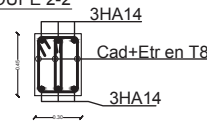
COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES 30X40 AXE 2, 3, 4 & 5 Niv +4.08, +7.14, +10.20, +13.26, +16.32, +19.38, +22.44, +25.50, +28.56, +31.62



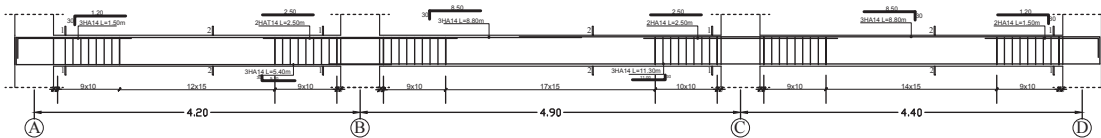
COUPE 1-1



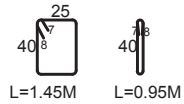
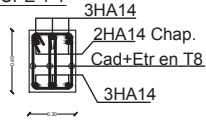
COUPE 2-2



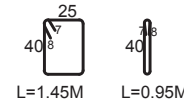
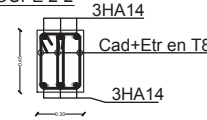
COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES 30X40 AXE 1, & 6 Niv +4.08, +7.14, +10.20, +13.26, +16.32, +19.38, +22.44, +25.50, +28.56, +31.62



COUPE 1-1

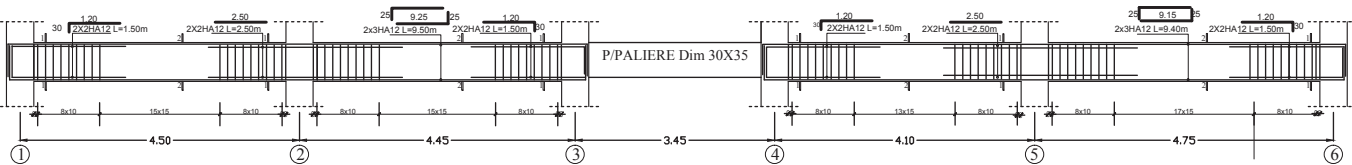


COUPE 2-2

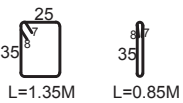
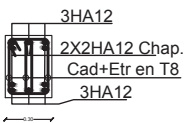


# COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES 30X40

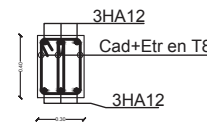
COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRE SECONDAIRES 30X40 AXE A & D Niv +4.08, +7.14, +10.20, +13.26, +16.32, +19.38, +22.44, +25.50, +28.56



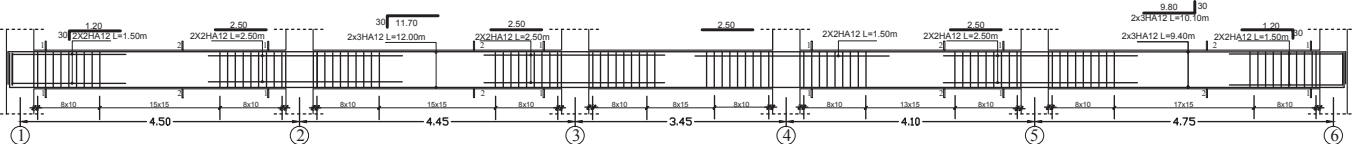
COUPE 1-1



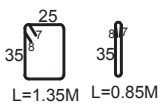
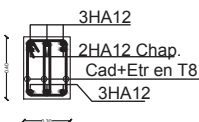
COUPE 2-2



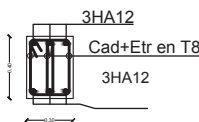
COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRE SECONDAIRES 30X40 AXE B & C Niv +4.08, +7.14, +10.20, +13.26, +16.32, +19.38, +22.44, +25.50, +28.56, +31.62



COUPE 1-1



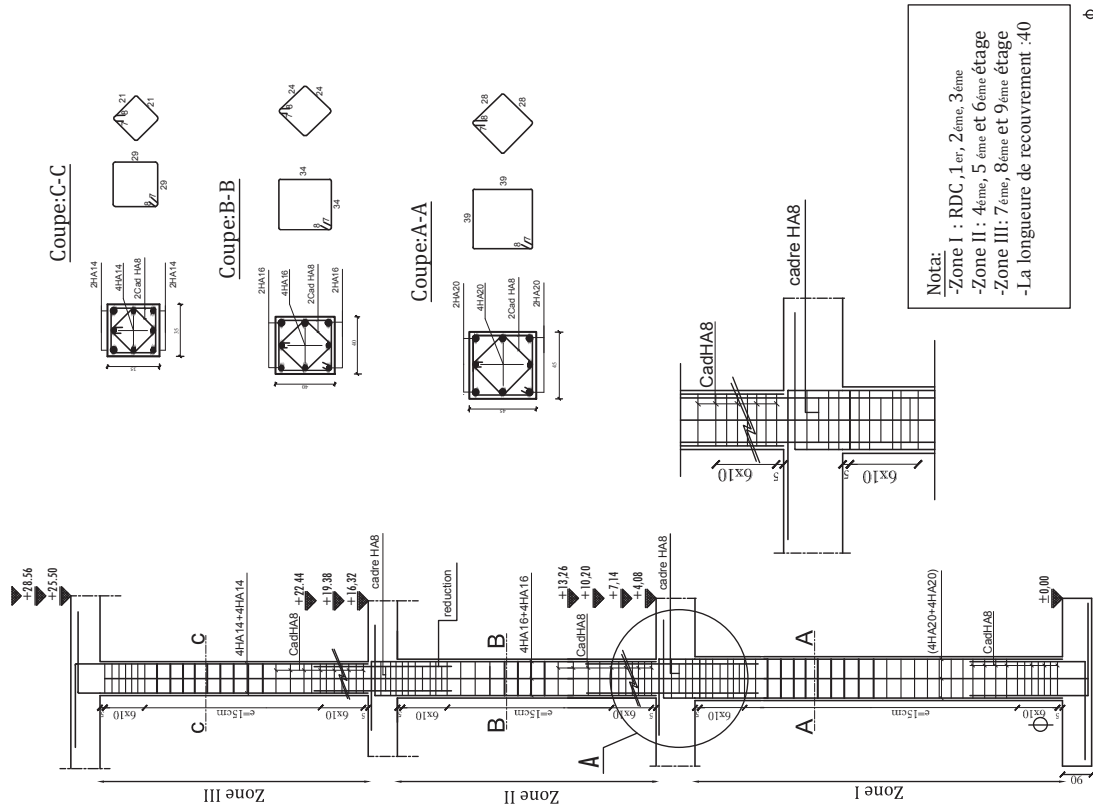
COUPE 2-2



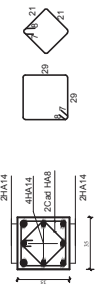
République Algérienne Démocratique et Populaire  
 Université de MOULOUD MAMMERRI T-O  
 Faculté du Génie de la Construction  
 Département de Génie civil

Proposé par: Bureau d'étude	<b>PLANS GENIE CIVIL</b>	PLANCHE N°
Etudié par Melle: CHERIF NAIMA Melle: GHOUTI HAYET	<b>FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES 30X45</b> <b>FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES 30X40</b>	09/2018
Dirigé par Mr: ATLAOUI		ECHELLE: 1/50

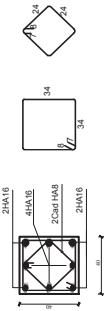
## - FERRAILLAGE DES POTEAUX CENTRAUX-



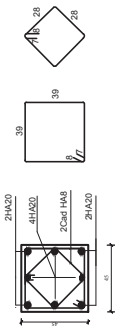
Coupe:C-C



Coupe:B-B



Coupe:A-A

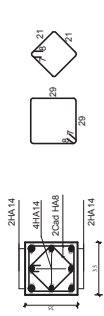


**Nota:**  
 -Zone I : RDC, 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup>  
 -Zone II : 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étage  
 -Zone III: 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> étage  
 -La longueur de recouvrement :40φ

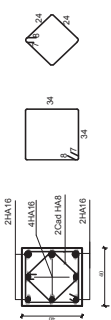
φ

## - FERRAILLAGE DES POTEAUX DE RIVE-

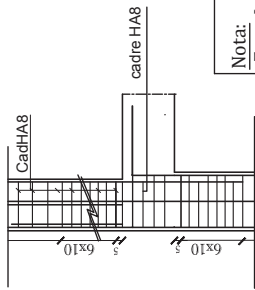
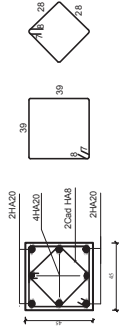
Coupe:C-C



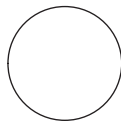
Coupe:B-B



Coupe:A-A



**Nota:**  
 -Zone I : RDC, 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup>  
 -Zone II : 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étage  
 -Zone III: 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> étage  
 -La longueur de recouvrement :40φ



République Algérienne Démocratique et Populaire  
 Université de MOULOU D MAMMERRI T-O  
 Faculté du Génie de la Construction  
 Département de Génie civil

Proposé par:  
 Bureau d'étude

PLANS GENIE CIVIL

PLANCHE N°

Etudié par  
 Melle: CHERIF NAÏMA  
 Melle: GHOUTI HAYET

FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES 30X45

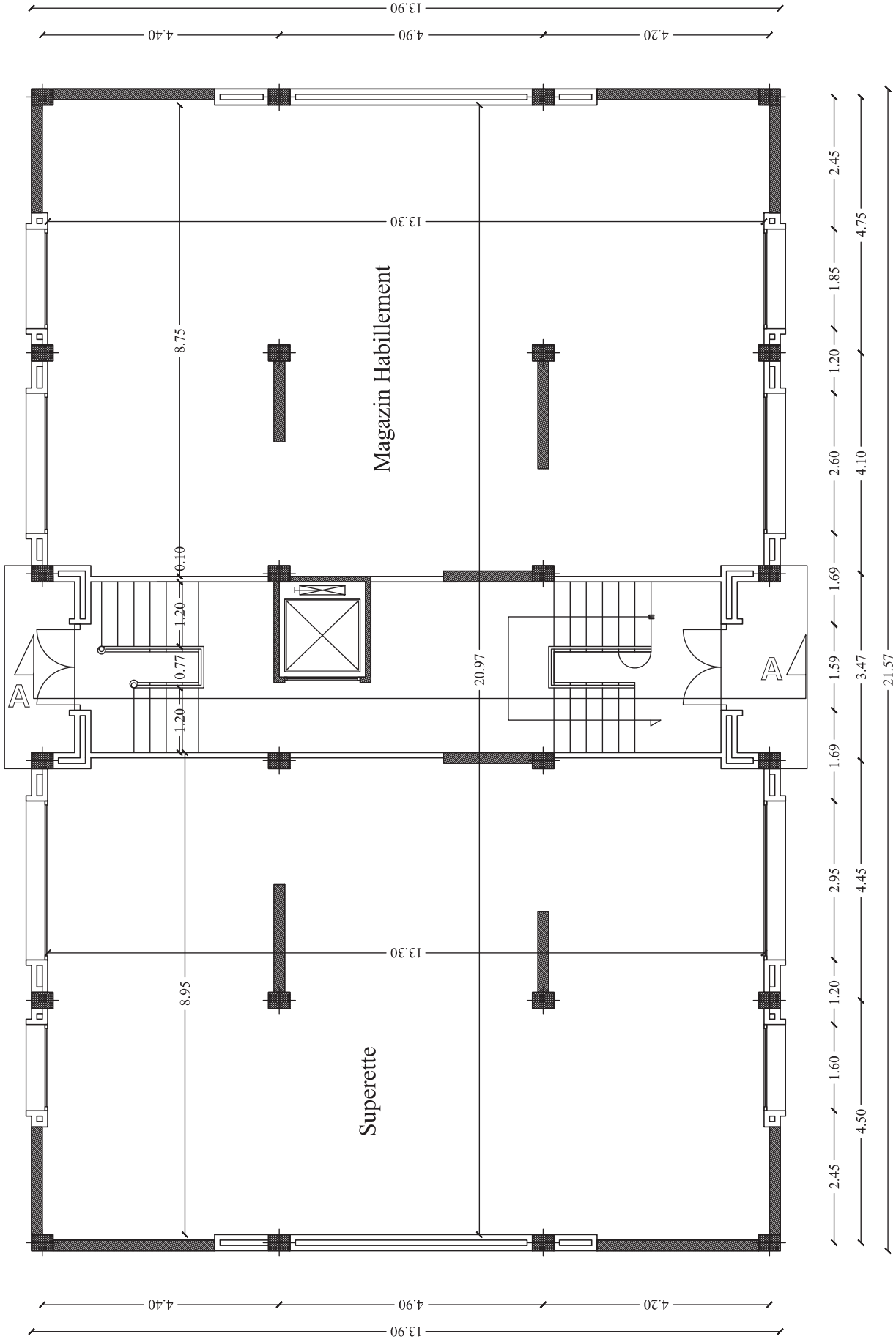
09/2018

Dirigé par  
 Mr: ATLAOUI

FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES 30X40

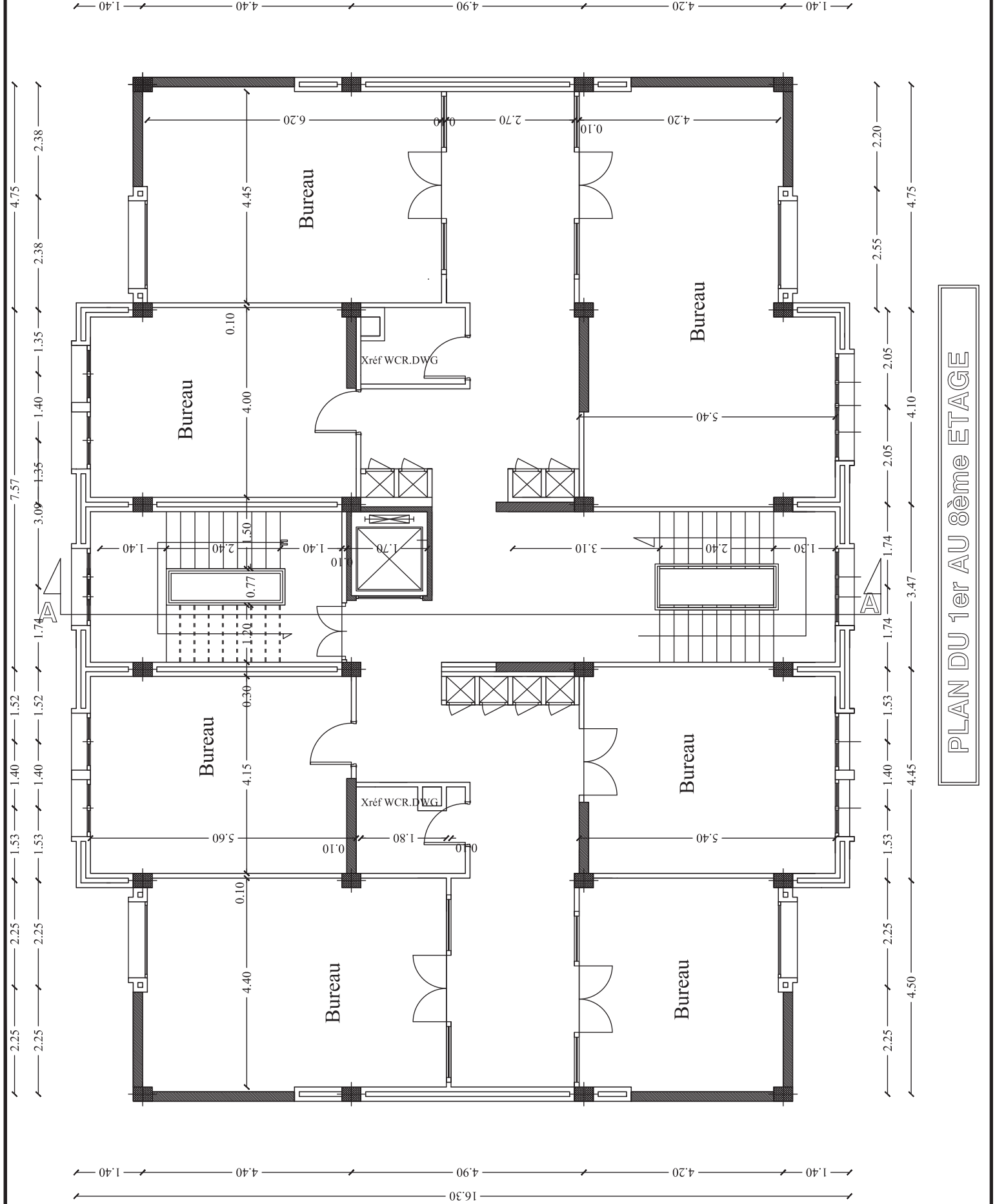
ECHELLE: 1/50

République Algérienne Démocratique et Populaire Université de MOULOUD MAMMERRI T-O Faculté du Génie de la Construction Département de Génie civil		Proposé par: Bureau d'étude
PLANS D'ARCHITECTURE		Etudié par Melle: CHERIF NAÏMA Melle: GHOUTI HAYET
PLANche N°		Dirigé par Mr: ATLAOUI
09/2018	PLAN DU R.D.C	
Echelle: 1/50		



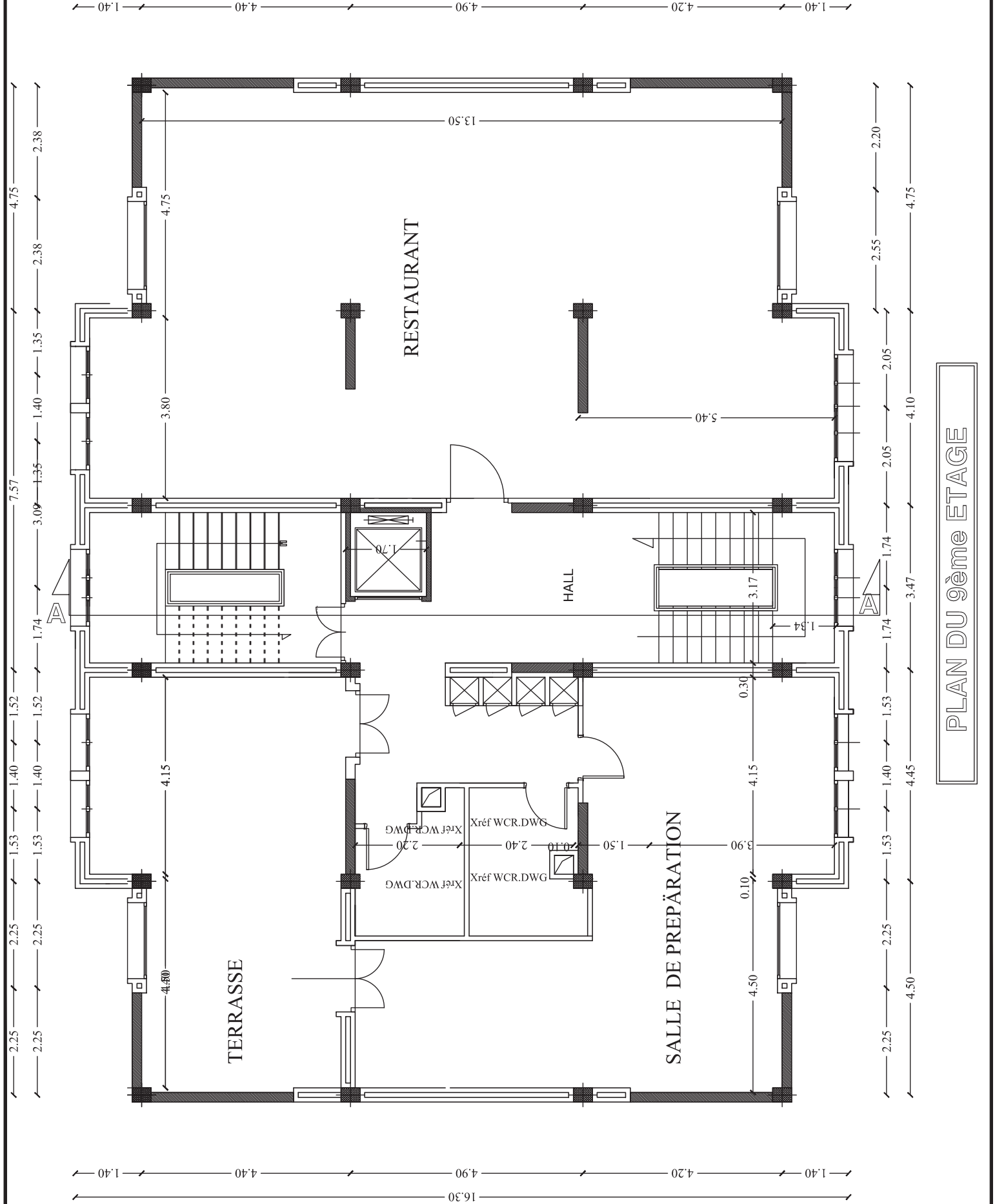
PLAN DU R.D.C

Echelle: 1/50		Etudié par Melle: CHERIF NAÏMA Melle: GHOUTI HAYET Dirigé par Mr: ATLAOUTI
09/2018		
PLANCHE N°		Proposé par: Bureau d'étude
République Algérienne Démocratique et Populaire Université de MOULOUD MAMMERTI T-O Faculté du Génie de la Construction Département de Génie civil		
16,30		16,30



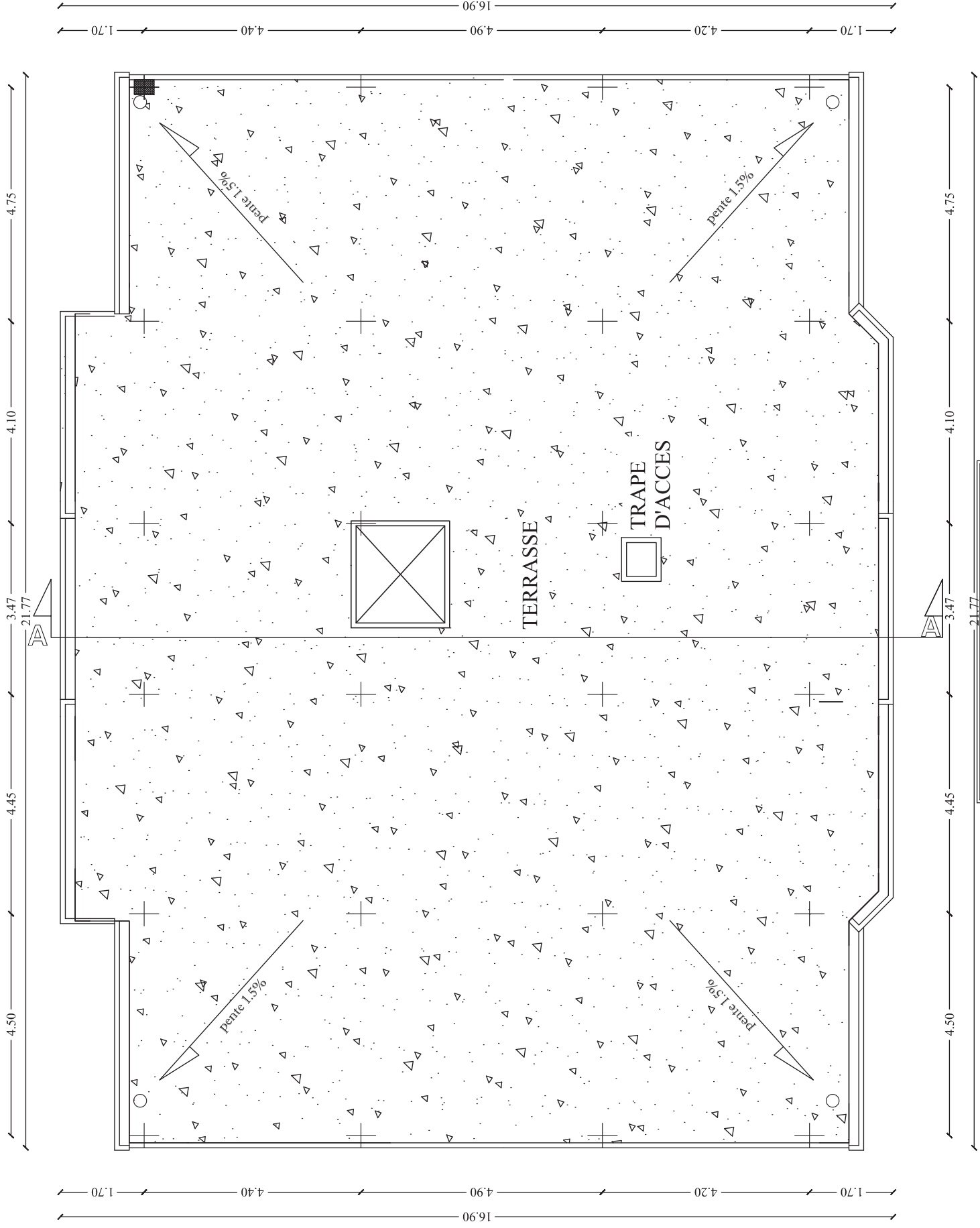
PLAN DU 1er AU 8ème ETAGE

ECHELLE: 1/50	09/2018	PLANS D'ARCHITECTURE	Proposé par:	Bureau d'étude
			Etudié par	Melle: CHERIF NAÏMA Melle: GHOUTI HAYET
République Algérienne-Démocratique et Populaire Université de MOULOUD MAMMERTI T-O Faculté du Génie de la Construction Département de Génie Civil			Dirigé par	Mr: ATLAOUI
PLANCHE N°			PLAN DU 9ème ETAGE	

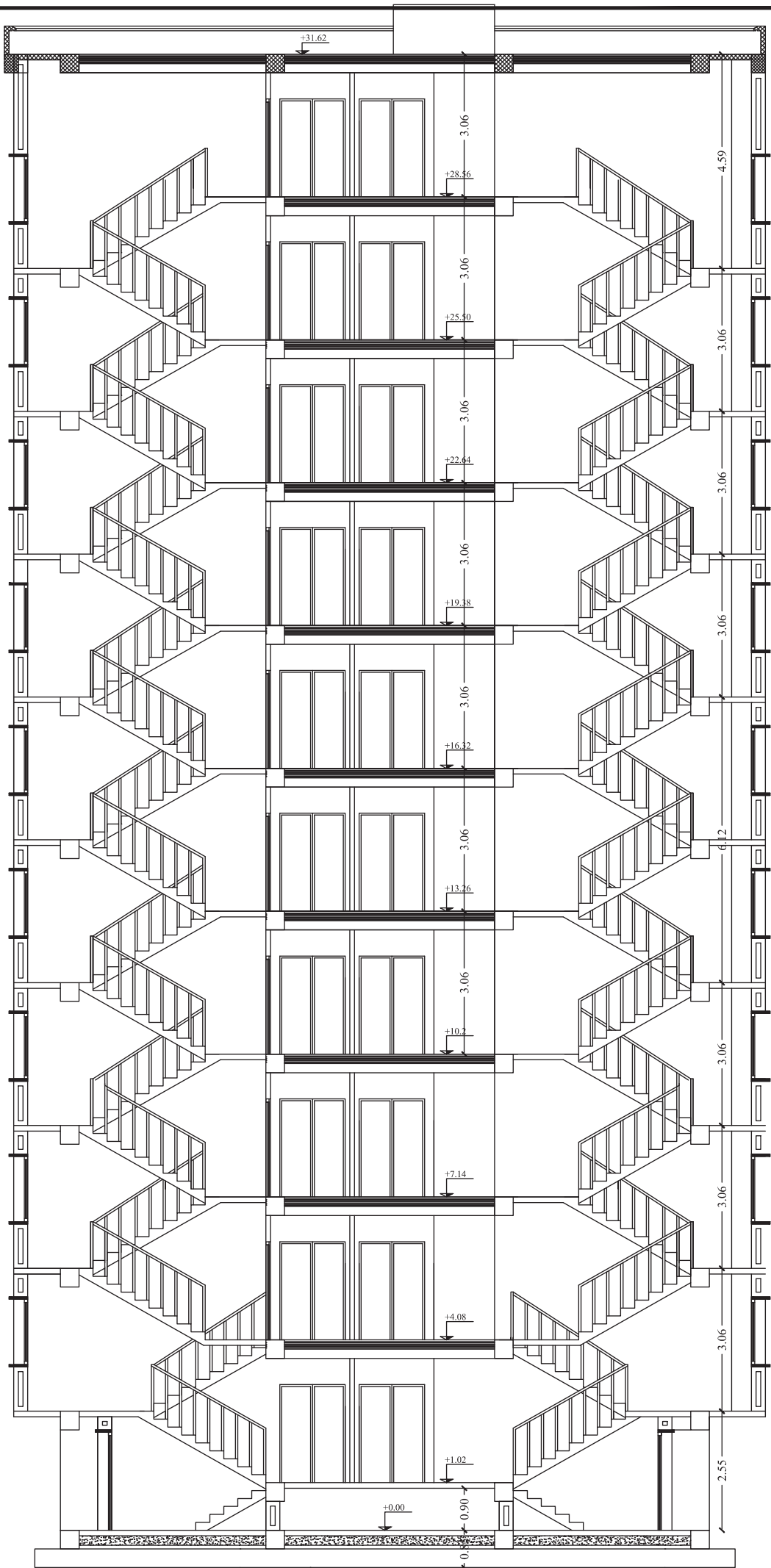


PLAN DU 9ème ETAGE

Régpublique Algérienne Démocratique et Populaire Université de MOULOUD MAMMERRI T-O Faculté du Génie de la Construction Département de Génie civil		Proposé par: Bureau d'étude
PLANS D'ARCHITECTURE		Etudié par Melle: CHERIF NAÏMA Melle: GHOUTI HAYET
PLANCHE N°	PLAN DE TERRASSE	Dirigé par Mr: ATLAOUI
09/2018	ECHELLE: 1/50	



PLAN DE TERRASSE



COUPE AA

République Algérienne Démocratique et Populaire  
 Université de MOULOUD MAMMERI T-0  
 Faculté du Génie de la Construction  
 Département de Génie Civil

Proposé par:  
 Bureau d'étude

PLANS D'ARCHITECTURE

PLANCHE N°

Etudié par  
 Melle: CHERIF NAÏMA  
 Melle: GHOUTI HAYET

COUPE -AA-

09/2018

Dirigé par  
 M: ATLAOUI

ECHELLE: 1/50



FAÇADE PRINCIPALE

Republique Algérienne Démocratique et Populaire  
Université de MOULOUD MAMMERI T-0  
Faculté de Génie de la Construction  
Département de Génie civil

Proposé par:  
Bureau d'étude

Etudié par:  
Melle: CHERIF NAÏMA  
Melle: GHOUTI HANER  
Dirigé par:  
M: ATTAOUI

PLANS D'ARCHITECTURE

FAÇADE PRINCIPALE

PLANCHE N°

09/2018

ECHELLE: 1/50

## *Remerciements*

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

*Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.*

*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.*

*Nous tenons à témoigner notre profonde gratitude et nos remerciements les plus sincères à notre promoteur **Mr. ATLAOUI** de nous avoir encadré, suivi et soutenu tout au long de ce travail.*

*Nous remercions les membres du jury qui ont accepté d'évaluer notre projet et qui nous feront honneur de juger et d'enrichir notre travail par leurs propositions.*

*Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants et les travailleurs du département de Génie-Civil.*

*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 travail :*

*A mon cher père pour son aide et son soutien tout au long de mes études, et qui a fait de moi ce que je suis aujourd'hui et j'espère qu'un jour je serai capable de lui donner au moins le minimum car quoique je face j'arriverai jamais à lui rendre tout.*

*Ma très chère mère à qui je dois tous mes succès et que je ne remercierai jamais assez.*

*A mes très chère frères : Fatah et Ali*

*A ma petite sœur Yasmine.*

*A ma meilleure amie et sœur Dabia*

*A mes grandes mères et mon grand-père, à tous mes cousins (es), tantes et oncles et leurs enfants (Ani, cici, ossalace et Iyad).*

*A mon binôme Naima*

*A mes amis :*

*Hamza, Belaid, Hanane, Keissa, Dyhia, Fadila.*

*Hayat Ghouti ✍*

## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Mes chers parents pour leur bienveillance, leur affection, leur soutien considérable tout au long de mes cursus scolaire et universitaire.*

*Mes chers frères et mes adorables sœurs, en particulier à Hayet et Abderahmane qui m'ont beaucoup aidé à la réalisation de ce travail et à mon cousin Larbi qui m'a encouragé.*

*Mes amis (es), en particulier à Cylia*

*A mon binôme Hayat.*

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.*

*Naima CHERIF ✍*

# **Introduction générale**

# Introduction

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions.

Les ingénieurs et les masters en civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécution généralement criardes.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Les ingénieurs et les masters disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment R+9 contreventement mixte, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel.

## **Chapitre I**

# **Présentation de l'ouvrage**

# Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

## INTRODUCTION :

Le projet à étudier, comme tout ouvrage en Génie Civil doit être calculé de façon à assurer sa stabilité qui est fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles....) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments en fonction du type de matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques; et d'assurer la sécurité des usagers pendant et après la réalisation avec un cout optimal. Pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, nous nous baserons sur des règlements (BAEL91/modifié 99, RPA99/modifiée 2003) et des méthodes connues qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

## I-1- Présentation de l'ouvrage :

Le projet que nous avons l'honneur d'étudier nous a été confié par un bureau d'étude.

Il consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'une tour à usage service en (R+9). Ce dernier est constitué d'une structure mixte en béton armé (portiques et voiles), et présente une terrasse inaccessible.

Cet ouvrage sera implanté à Draa Ben Khedda la wilaya TIZI OUZOU une région classé selon le RPA99 modifier 2003(règlement parasismique algérien) comme étant une zone de moyen sismicité (zone II a)

Le bâtiment est composé de :

- RDC et 9<sup>ème</sup> étage usage commercial.
- 1<sup>ère</sup> à 8<sup>ème</sup> étage usage service.
- Deux cages d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.
- Une terrasse inaccessible.
- Un acrotère.

Nos calculs respecteront les règlements en vigueur ; à savoir :

- Règles parasismiques algériennes (RPA99/version 2003) ;
- Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé (BAEL91/modifié.99) ;
- Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2): charges permanentes et charges d'exploitation ;

### I-1-1- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

❖ En plan :

- ✓ Longueur totale  $L = 21.57$  m
- ✓ Largeur totale  $l = 16.30$  m

❖ En élévation :

- ✓ Hauteur totale (plancher)  $H_T = 27.54$  m
- ✓ Hauteur totale de bâtiment  $H_b = 32.22$  m

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

---

- ✓ Hauteur de RDC  $H_r = 4.08$  m
- ✓ Hauteur de l'étage courant  $H_E = 3.06$  m
- ✓ Hauteur de l'acrotère  $H_A = 0.6$ m

### I-1-2- Les éléments de l'ouvrage :

a) **la superstructure** : est composée de :

#### **L'ossature :**

Ce bâtiment est en ossature mixte composée de portiques transversaux et longitudinaux et d'un ensemble de voiles porteurs.

#### **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.

#### **Portiques :**

Ils sont en béton armé, sont constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.

#### **Les planchers :**

Les planchers: sont des éléments horizontaux délimitant les étages. Ils assurent deux fonctions principales :

- Fonction de résistance mécanique: ils supportent et transmettent les charges et les surcharges aux éléments porteurs de la structure.
- Fonction d'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre bâtiment nous avons :

- Les planchers des étages courants sont en corps creux .
- Le plancher terrasse est inaccessible avec un complexe d'étanchéité et une forme de pente de 1,5 % pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

#### **Les escaliers :**

Le bâtiment est muni de deux cages d'escalier desservant la totalité des niveaux. Ce sont des escaliers à deux volées en béton armé (paliers et paillasse), coulés sur place.

#### **Cage d'ascenseur :**

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en béton armé.

#### **Le coffrage :**

On utilise le coffrage traditionnel en bois pour les portiques et le coffrage métallique pour les voiles.

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

---

### La maçonnerie :

\* **Murs extérieurs** : les façades sont en double cloison de briques creuses d'épaisseur de 30 cm (cloison extérieur de 10cm et intérieur de 10cm) avec une lame d'air de 10 cm d'épaisseur afin d'assurer l'isolation thermique et phonique.

\* **Murs intérieurs** : sont des murs de séparation réalisés en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

### Les revêtements :

- Mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs de façade extérieure ;
- Enduit en plâtre de 2 cm d'épaisseur pour les cloisons intérieurs et plafonds ;
- Carrelage pour les planchers et escaliers ;
- Céramique pour la cuisine et salles d'eaux.

### Porte-à-faux :

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

### Acrotère :

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

### Terrasse inaccessible :

Notre bâtiment sera muni d'une terrasse inaccessible sauf pour entretien, réalisée en corps creux et d'une dalle de compression.

### b) L'infrastructure : est constituée de :

**Fondations** : La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle constitue une partie importante de l'ouvrage. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.

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 cout minimum.

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

### I-1-3-Etude géotechnique du sol :

Les essais réalisés par le laboratoire géotechnique ont évalué :

- Une contrainte admissible de  $\sigma_{\text{sol}} = 2$  bars

### I-2 - Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

#### I-2-1- Le béton :

Le béton est un mélange optimal de :

- Liants (ciments artificiels)
- Granulats (sables, gravillons, graviers...)
- Eau de gâchage.
- Eventuellement des adjuvants (entraîneur d'air, plastifiant, hydrofuge,...)

Il sera dosé à  $350\text{kg/m}^3$  de ciment portland artificiel (CPA).

Le béton présente des résistances à la compression assez élevées ; de l'ordre de 25 à 40MPa, mais faibles à la traction.

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa :

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

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté  $f_{c28}$ .

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton pour  $j \leq 28$  jours, elle est calculée comme suit :

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

$$f_{cj} = \frac{j}{(1.40 + 0.95 \times j)} \times f_{c28} \text{ pour : } f_{c28} > 40\text{MPa}$$

(BAEL91, modifié 99/A.2.1,11)

Dans les calculs de notre ouvrage, nous adopterons une valeur de  $f_{c28} = 25\text{Mpa}$

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

La résistance caractéristique du béton à la traction à  $j$  jours ; noté  $f_{ij}$  ; est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \rightarrow \text{BAEL 99 / ART 1.2.12}$$

Dans notre cas :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$ .

Cette formule est valable pour les valeurs de  $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$ .

### **b-1- Module de déformation longitudinale du béton :**

- **Module de déformation longitudinale instantanée du béton :**

Il est utilisé pour les calculs sous chargement vertical de durée inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Art A. 2.1.21/ BAEL 91/modifié 99)}$$

Pour  $f_{c28} = 25$  MPa

Nous avons :  $E_{i28} = 32164.2$  MPa

- **Module de déformation longitudinal différé du béton :**

Il est utilisé pour les chargements de longue durée.

Le module de Young du béton dépend de sa résistance caractéristique à la compression, nous prenons un module égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]}.$$

Pour notre cas :  $f_{c28} = 25$  [MPa]  $\Rightarrow E_{v28} = 10818.86$  [MPa].

### **b-2- Module de déformation transversale :**

qui est noté G, il caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant. Il est donné par la relation suivante :

$$G = E/2 (1+\nu) \text{ [MPa]}$$

Avec : E : module de Young

$\nu$  : coefficient de poisson  $\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$

$\Delta d / d$  : déformation relative transversale

$\Delta L / L$  : déformation relative longitudinale

### **b-3- Coefficient de poisson :**

C'est le rapport entre la déformation relative

Transversale et longitudinale :  $\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta L / L}$

Il est pris égal à :  $\nu = 0$  à l'ELU, pour le calcul des sollicitations.

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

(Art A. 2.1. 3, BAEL 91)

### **b-4- Etat limite de contrainte de béton :**

Tous les calculs qui vont suivre au cours de cette étude seront basés sur la théorie des états limites. Un état limite est un état au-delà duquel une structure ou un de ses éléments constitutifs cesseront de remplir les fonctions pour lesquelles ils

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

sont conçus. On les a donc classés en état limite ultime (ELU) et état limite de service (ELS).

- **Etats limites ultimes (E.L.U)** : Sont associés à l'effondrement de la bâtisse. Cet état de ruine de la structure peut mettre en danger la sécurité de la population.

La valeur de calcul de la résistance à la compression du béton est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ (Art A.4.3,41/BAEL 91/modifié 99)}$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité  $\gamma_b = 1.5 \mapsto$  situation courante,  
 $\gamma_b = 1.15 \mapsto$  situation accidentelle.

$\theta$  : Coefficient de durée d'application des actions considérées

$\theta=1$  : si la durée d'application est  $>24$ h,

$\theta=0.9$  : si la durée d'application est entre 1h et 24h,

$\theta=0.85$  : si la durée d'application est inférieure à une heure (1h)

- Pour  $\gamma_b = 1.5$  et  $\theta=1$ , nous aurons  $f_{bu} = 14.2$  [MPa]
- Pour  $\gamma_b = 1.15$  et  $\theta=1$ , nous aurons  $f_{bu} = 18.48$  [MPa]

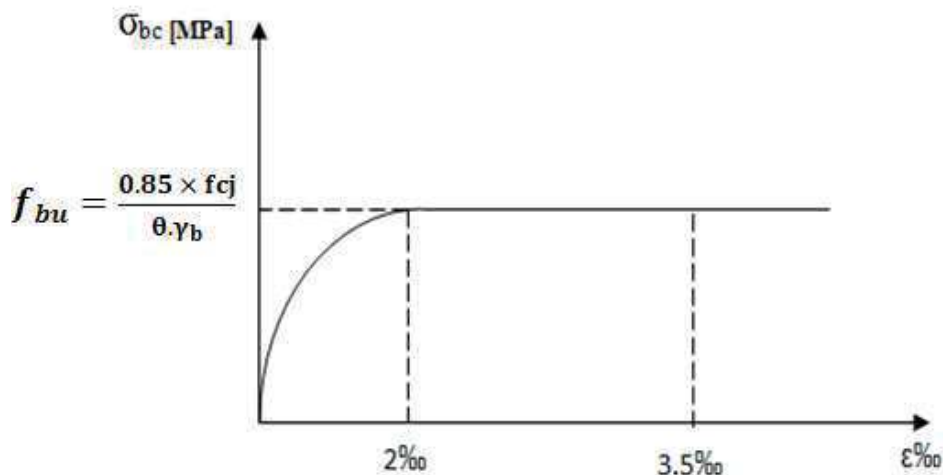


Figure I-1- diagramme des contraintes de déformation à l'ELU

- **Etats limites de services (E.L.S)** : ils correspondent aux états au-delà desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration ne sont plus satisfaites.

La contrainte admissible du béton à la compression est donnée par :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ [MPa] Art (A.4.5, 2/ BAEL 91/modifié 99)}$$

Pour  $f_{c28}=25$ MPa  $\rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15$ MPa à l'ELS.

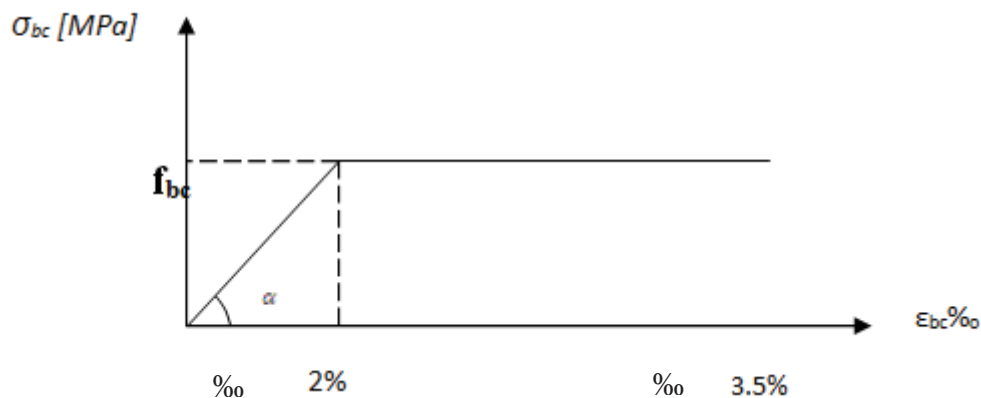
**La contrainte de cisaillement ultime :**

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

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

(Art 5.1,2.11/BAEL 91/modifié 99)

- La masse volumique du béton est égale à  $25 \text{ kN/m}^3$



**Figure I.2 : diagramme des contraintes-déformation à l'ELS**

### I-2-2 Acier :

Les armatures du béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface

L'acier est un matériau qui présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des structures faiblement élancées), de l'ordre de 500 MPa.

Les aciers sont souvent associés au béton pour reprendre les efforts de tractions auxquels ce dernier ne résiste pas. Ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surfaces extérieures à savoir :

- Barres lisses.
- Barres à haute adhérence (HA).
- Treillis soudé.

### I-2-2-1 Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'aciers	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Allongement relatif à la rupture 0%	Coefficient de fissuration ( $\eta$ )	Coefficient de scellement ( $\Psi$ )
Aciers en barre	Haute adhérence FeE 400	H A	400	14	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ( $\Phi < 6$ )	T S	550	8	1.3	1

Tel que :  $f_e$  : est la limite d'élasticité de l'acier.

Nous définissons les aciers par:

- ❖ **Module d'élasticité longitudinale** : à l'ELS, nous supposons que les aciers travaillent dans le domaine élastique. tous les types d'aciers ont le même comportement élastique, donc le même module de Young :

$E_s = 2.10^5$  MPa. Art (A.2.2,1 BAEL 91/modifié 99).

La déformation à la limite élastique est voisine de 2% et cela en fonction de la limite d'élasticité.

- ❖ **Contrainte limite ultime des aciers** : elle est définie par la formule

suivante : 
$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- $\bar{\sigma}_{st}$  : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier
- $f_e$ : Limite d'élasticité garantie.
- $\gamma_s$  : coefficient de sécurité
  - $\gamma_s = 1,15$  pour les situations durables.
  - $\gamma_s = 1$  pour les situations accidentelles

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
fe = 400MPa	$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$
fe = 500MPa	$\bar{\sigma}_{st} = 452 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 500 \text{ MPa}$

**Tableau I.1 : Limites d'élasticité des aciers utilisés**

❖ **Contrainte ultime de service des aciers :**

A fin de réduire le risque d'application des fissures pour diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues. D'après les règles BAEL 91 modifié 99, on distingue trois cas de fissurations :

- **Fissuration peu nuisible :** dans ce cas l'élément se trouve dans les locaux couverts, il n'est soumis à aucune condensation Il n'est pas nécessaire de limiter les contraintes dans les aciers.

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ Art. (A.4.5, 32 BAEL91/modifié 99).}$$

- **Fissuration préjudiciable :** lorsque les éléments en cause sont soumis à des condensations et exposés aux intempéries, la contrainte admissible de la traction dans les aciers est égale à :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta} \cdot f_{tj} \right) \text{ Art. (A.4.5, 33 BAEL91/modifié 99).}$$

- **Fissuration très préjudiciable :** cas des éléments exposés à un milieu agressif (eau de mer).

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta} \cdot f_{tj} \right) \text{ Art. (A.4.5, 34 BAEL91/modifié 99).}$$

Avec:

$f_{tj}$  : résistance caractéristique du béton à la traction

## Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

$\eta$  : Coefficient de fissuration

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ pour les ronds lisses} \\ \eta = 1,6 \text{ pour les HA } (\varphi \geq 6 \text{ mm}) \\ \eta = 1,6 \text{ pour les HA } (\varphi < 6 \text{ mm}) \end{array} \right.$$

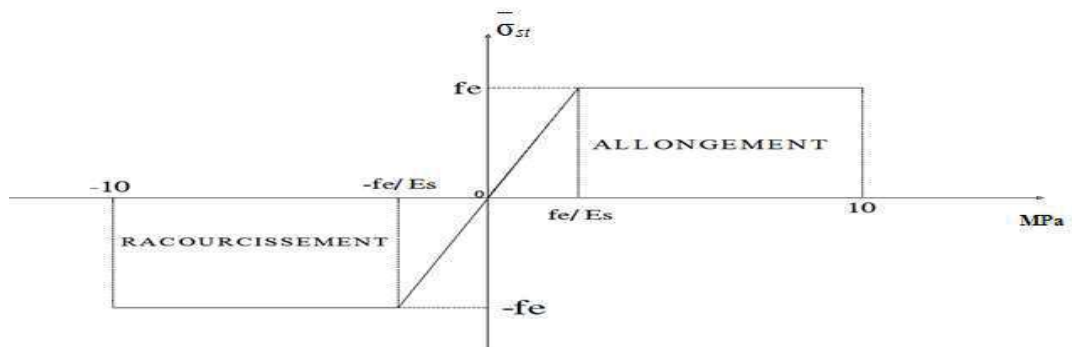


Figure I.3 : Diagramme de calcul de contrainte – déformation de l'acier à L'E.L.S

### ❖ Protection des Armatures (Art A.7.1/BAEL91/modifié 99) :

Afin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers, il convient de les enrober par une épaisseur de béton suffisante. Cette épaisseur, l'enrobage, dépend des Conditions d'exposition de l'ouvrage. On adoptera les valeurs suivantes [Art A.7.1 /BAEL91modifié 99] :

**C = 5 cm** : pour des ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux tout autre atmosphères très agressives tel les industries chimique ;

**C = 3cm** : pour des parois soumises à des actions agressives ; des intempéries ou à des condensations ;

**C = 1cm** : pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

### CONCLUSION :

A ce niveau, nous avons défini tous les éléments qui contiennent notre ouvrage, et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux que nous allons utiliser lors de la construction, en respectant les règles duBAEL91/modifié.99, et les Règles parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003).

## **Chapitre II**

# **Pré-dimensionnement des éléments**

### INTRODUCTION :

Après la présentation de l'ouvrage et des caractéristiques des matériaux, nous procédons au pré dimensionnement de notre projet.

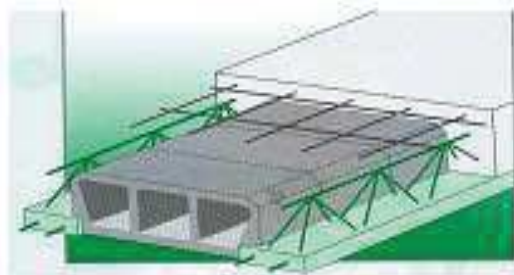
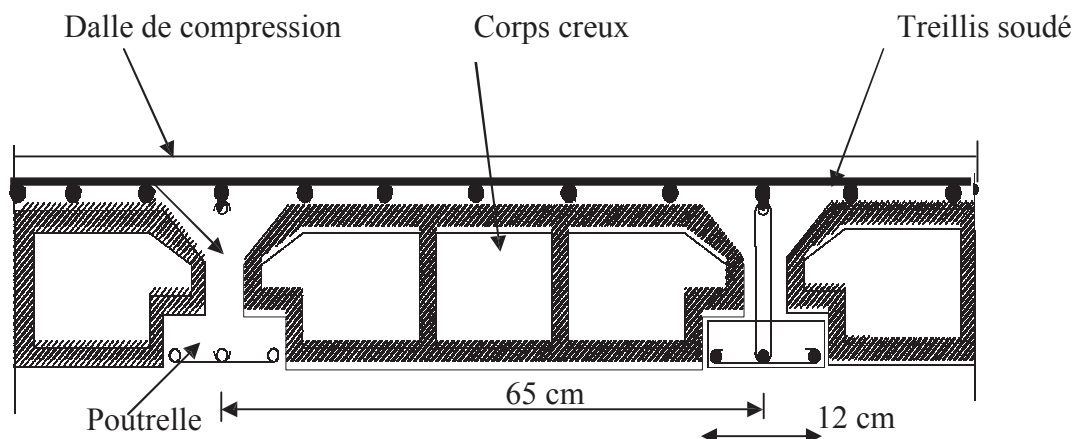
Le pré dimensionnement des éléments de construction a pour but de pré dimensionner des sections des différents éléments résistants et aussi de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité. Il sera fait selon les règles du BAEL 91/modifié 99 et le RPA 99 modifié 2003

### II.1 Pré dimensionnement des planchers :

Un plancher est une aire généralement plane limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges.

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

Ils sont composés de corps creux (hourdis), poutrelles, treillis soudé et dalles de compression.



**Figure. II.1** : Coupe transversale d'un plancher en corps creux.

- Pré dimensionnement du plancher:

L'épaisseur du plancher sera déterminée par la formule suivante :

(article B.6.8,4 24/BAEL 99)

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

Avec :

- $L_{\max}$  : la plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

- $h_t$  : Epaisseur de la dalle (hauteur totale du plancher).

Dans notre cas :  $L = 475 - 30 = 445 \text{ cm}$

Nous aurons donc :  $ht = \frac{445}{22.5} = 19.77 \text{ cm}$

Nous adopterons un plancher de 20 cm d'épaisseur, composé d'un corps creux de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm.

### II.1.2 Dalle pleine :

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres dimensions. Leurs épaisseurs est déterminés selon leurs portés ainsi que les conditions suivantes :

- ✓ La résistance à la flexion.
- ✓ L'isolation acoustique.
- ✓ La résistance au feu.

- **Condition de résistance à la flexion :**

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule :

$$e_p \geq L_0 / 10$$

- ✓  $L_0$  : portée libre ;  $e$  : épaisseur de la dalle.
- ✓  $L_0 = 1.40 \text{ m}$
- ✓  $e_p \geq 1.40/10 = 0.14 \text{ m}$
- ✓  $e_p = 14 \text{ Cm}$

- **Résistance au feu :**

Selon le classement des planchers, les normes en vigueur nous donnent les épaisseurs suivantes :

$e_p = 11 \text{ cm}$  .....Pour les planchers présentant un risque particulier contre l'incendie.

$e_p \geq 7 \text{ cm}$ .....Pour les planchers présentant aucun risque particulier contre l'incendie.

### • Isolation acoustique :

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse surfacique du plancher.

Donc : pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale  $M_{Dp} = 350 \text{ kg/m}^2$

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

On a :  $M_{Dp} = \rho_{\text{béton}} \times e_p$

$$e_p = \frac{M_{Dp}}{\rho_{\text{béton}}}$$

$\rho$  : Masse volumique du béton, tel que :  $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$

$$e_p = \frac{350}{2500} = 0.14 \text{ m}$$

$$e_p = 14 \text{ cm}$$

Donc :  $e = \max(11, 14) = 14 \text{ cm}$ .

### Conclusion :

Afin de satisfaire aux conditions citées ci-dessous, on adopte pour les dalles pleines une épaisseur  $e = 15 \text{ Cm}$ .

### II.2. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé de section rectangulaire coulées sur place, ils ont pour rôle est l'acheminement des charges et des surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

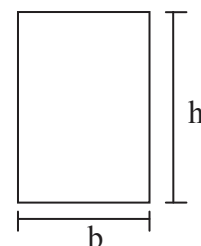
On distingue :

- les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles.
- les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Selon BAEL91 la dimension de la poutre  $h$  et  $b$  sont déterminé comme suit :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$
$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

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



Ainsi que le RPA 99 modifié en 2003, exige que les dimensions des poutres pour les constructions implantées dans la zone sismique (IIa) doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ [cm]} \\ b \geq 20 \text{ [cm]} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{(RPA 99 version 2003 /Art 7.5.1)}$$

**a) Poutres principales :**

• **Hauteur :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad L_{\max} = 490 - 40 = 450 \text{ Cm}$$

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \quad 30 \leq h \leq 45$$

La hauteur de la poutre principale sera donc :  $h = 45 \text{ Cm}$

• **Largeur :**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \quad 0.4 (40) \leq b \leq 0.7 (40) \\ 16 \leq b \leq 28$$

La largeur de la poutre principale sera donc :  $b = 30 \text{ Cm}$

La section des poutres principales est :  $b \times h = 30 \times 45 \text{ Cm}^2$

**b) Poutres secondaires :**

• **Hauteur :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad L_{\max} = 475 - 30 = 445 \text{ Cm}$$
$$\frac{445}{15} \leq h \leq \frac{445}{10} \quad 29.66 \leq h \leq 44.50$$

La hauteur de la poutre secondaire sera donc :  $h = 40 \text{ Cm}$

**. Largeur :**

$$0,4 h \leq b \leq 0,7 h$$

$$0,4 (40) \leq b \leq 0,7 (40)$$

$$16 \leq b \leq 28$$

La largeur de la poutre secondaire sera donc :  $b = 30 \text{ Cm}$

La section des poutres secondaires est :  $b \times h = 30 \times 40 \text{ Cm}^2$

Vérification des conditions de RPA 99 version 2003 :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	vérifications
$h \geq 30 \text{ cm}$	45 cm	40 cm	vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	30 cm	vérifiée
$h / b \leq 4$	1.5	1.33	vérifiée

Tableau II.1 : vérification aux exigences du RPA.

**Section des poutres adoptées :**

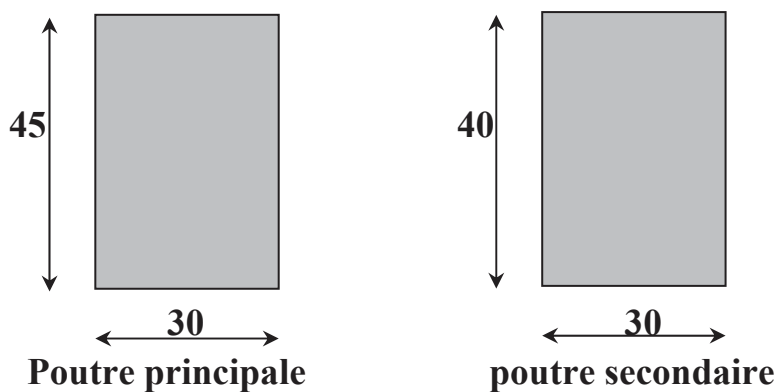


Figure II.2 : Poutre Principales et Secondaires

**II.3. Pré dimensionnement des voiles : (Art 7.7.1/ RPA 99 version 2003)**

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place qui ont pour fonction principale est d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des efforts horizontaux.

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à (l'Article 7.7.1. du RPA99 version 2003) qui définit ces éléments en satisfaisant la condition suivante :

$$L \geq 4 a$$

Avec : a : épaisseur des voiles.

L : longueur min des voiles.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15cm.

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

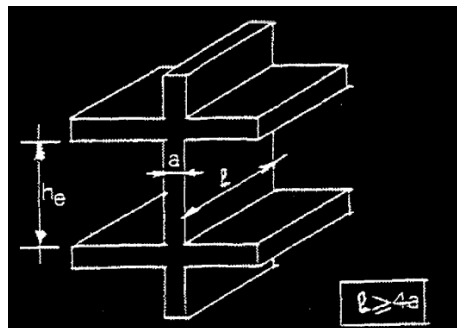


Figure II-3 : b- Coupe du voile en plan

Dans notre cas :

**a) RDC:**

$$h_e = 4.08 - 0.20 = 3.88 \text{ m}$$

$$a \geq 388 / 20 = 19.4 \text{ cm}$$

$$a \geq 388 / 22 = 17.63 \text{ cm}$$

$$a \geq 388 / 25 = 15.52 \text{ cm}$$

**b) Etage courant :**

$$h_e = 3.06 - 0.20 = 2.86 \text{ m}$$

$$a \geq 286 / 20 = 14.3 \text{ cm}$$

$$a \geq 286 / 22 = 13 \text{ cm}$$

$$a \geq 286 / 25 = 11.44 \text{ cm}$$

$$a = \max (19.4, 14.3) = 19.4 \text{ cm}$$

On prend:  $a = 20 \text{ cm}$

Pour qu'un voile puisse assurer un contreventement, sa longueur(L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur :  $l_{\min} = 4a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$ .

### II.4. Pré-dimensionnement des 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 poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en compression simple, en vérifiant les exigences du RPA qui sont les suivantes pour les poteaux rectangulaires de zone IIa :

- $\min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\min (b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$

On effectuera le calcul pour le poteau le plus sollicité (ayant la plus grande surface d'influence). En supposant que seul le béton reprend la totalité des charges ; la section du poteau est donnée par la formule suivante :

D'après :

$$\square = \frac{N_s}{B \cdot f_{cc}} \leq 0.30 \quad (\text{RPA version 2003/Art 7.4.3.1})$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{0.3 \cdot f_c} \quad \text{Avec } N_s = G + Q$$

$N_s$  : effort normal revenant au poteau considéré ;

$G$  : charges permanentes ;

$Q$  : surcharges d'exploitations en tenant compte de la régression des surcharges.

$B$  : section des poteaux

### **Remarque :**

En premier lieu, nous considérons pour nos calculs la section des poteaux selon le minimum exigé par le RPA (RPA 99 version 2003/ Art 7.4.1) qui est de  $(25 \times 25) \text{ cm}^2$ .

### II.4.1 Surface d'influence :

L'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité ( $B_4$ ) sera déterminée comme suit :

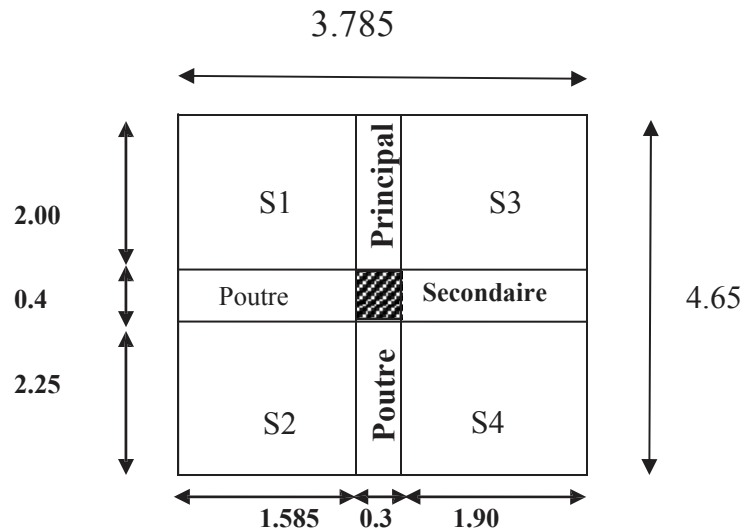


Figure II.4: Surface influence:

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = 1.585 \times 2 = 3.17 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2 \times 1.90 = 3.8 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.90 \times 2.25 = 4.275 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.585 \times 2.25 = 3.566 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{nette}} = 3.17 + 3.8 + 4.275 + 3.566 = 14.81 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{brute}} = S_{\text{totale}} = 4.65 \times 3.785 = 17.60 \text{ m}^2$$

### II.4.2 Détermination des charges et surcharges :

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et charges d'exploitations, on se réfère au document technique réglementaire (DTR B .C.2.2).

• Charges permanentes « G » :

a) Plancher terrasse inaccessible :

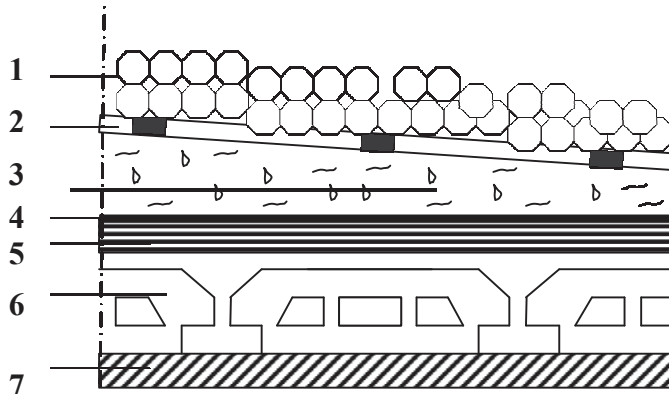


Figure II .5 : Coupe verticale du plancher terrasse

	Désignation	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN / m <sup>3</sup> )	$G_T$ (KN / m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravillon	0.05	17	0.85
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane	/	/	0.01
5	Isolation thermique (liège)	0.04	4	0.16
6	Plancher en corps creux	0.2	14	2.80
7	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
		$G_{Total}$ (KN/m <sup>2</sup> )		5.68

Tableau II.2 : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible

**b) Plancher étage courant**

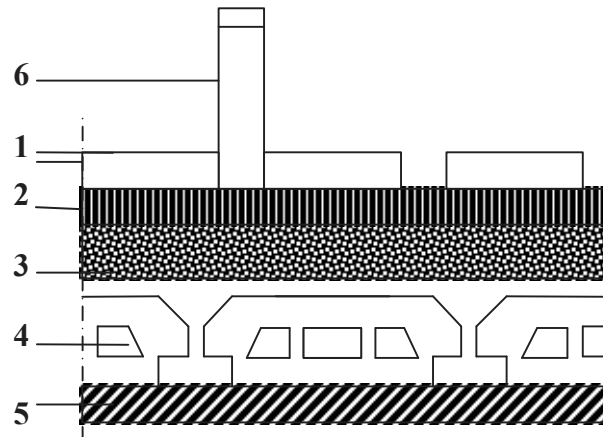


Figure II.6 : Coupe du plancher étage courant

	Désignation	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN / m <sup>3</sup> )	$G_c$ (KN / m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	25	0.50
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloisons intérieures	0.1	9	0.9
$G_{Total}$ (KN/m <sup>2</sup> )				5.34

Tableau II.3 : Caractéristiques des éléments du plancher d'étage courant

**c) Maçonnerie :**

**Mur extérieur :**

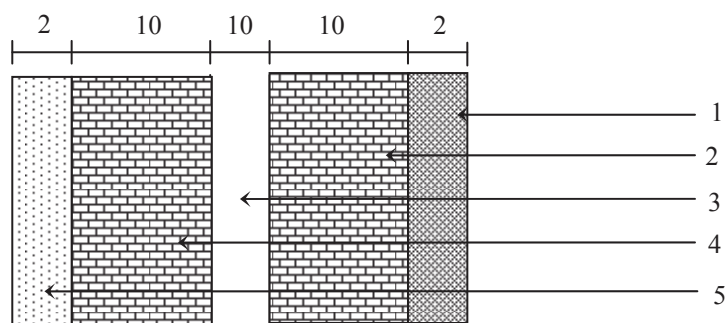
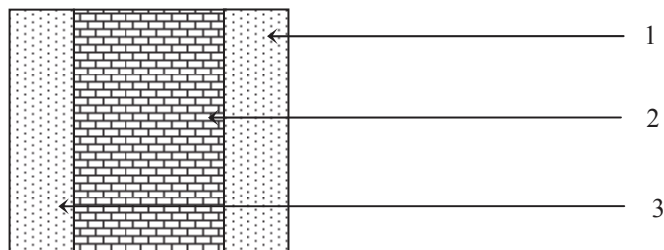


Figure II.7 : Coupe verticale d'un mur extérieur

Elément	Epaisseur (m)	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
1. Enduit de ciment	0.02	0.36
2. Briques creuses	0.1	0.90
3. Lambe d'air	0.1	/
4. Briques creuses	0.1	0.90
5. Enduit de plâtre	0.02	0.2
		G = 2.36

**Tableau II.4 :** Charges revenant aux murs extérieurs.

**Mur intérieur :**



**Figure II.8 :** oupe verticale d'un mur intérieur

Elément	Epaisseur (m)	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
1. Enduit de plâtre	0.02	0.20
2. Briques creuses	0.1	0.90
3. Enduit de plâtre	0.02	0.20
		G = 1.3

**Tableau II.5 :** Charges revenant aux murs intérieurs

**d) Dalle pleine (balcon):**

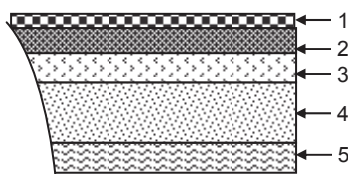


Figure II.9 : . Coupe transversale de la dalle du balcon

N	Désignation	Épaisseur e [m]	Poids volumique $\rho$ [KN/m <sup>3</sup> ]	Charge $G_p$ [KN /m <sup>2</sup> ]
1	Revêtement en carrelage	0.02	25	0.5
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	20	0.4
6	Cloison interne	0.1	9	0.9
			$G_{\text{total}}(\text{Kn/m}^2)$	6.49

Tableau II.6 : Charges revenant au balcon

**e) Acrotère:**

La hauteur de l'acrotère est égale à : 60cm

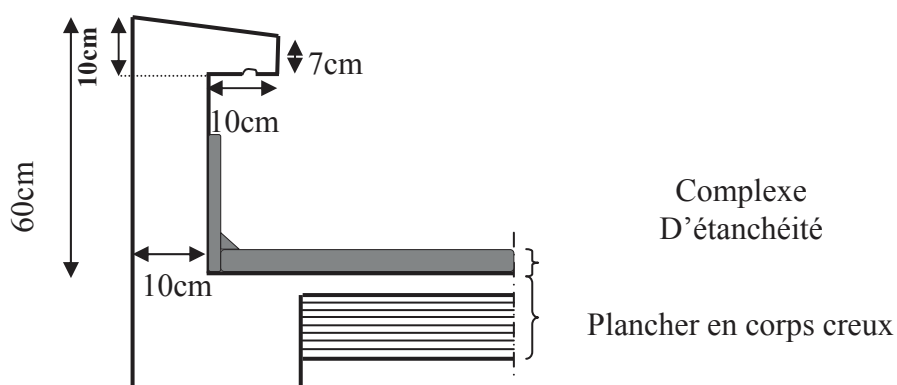


Figure II.10 : Coupe transversale de l'acrotère.

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

Poids propre :  $G = \rho \times S \times 1\text{ml}$  avec :

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

$$S = (0,03 \times 0,1)/2 + (0,07 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6) = 0.0685$$

$$S = 0.0685\text{m}^2$$

$$G = 25 \times 0.0685 \times 1\text{ml} = 1.7125\text{kN/ml}$$

• **Surcharges d'exploitation :**

Elément	Surcharge (KN/m <sup>2</sup> )
- Plancher terrasse inaccessible	1
- Plancher d'étage courant à usage service ( 1 <sup>er</sup> à 8 <sup>eme</sup> étage )	2.5
- Plancher 9 <sup>eme</sup> étage (restaurant)	3.5
- plancher RDC (commercial)	4
-acrotère	1
-Escaliers	2.5
-Balcons	3.5

**Tableau II.7:** Surcharges d'exploitation des différents éléments secondaires.

• **Poids propre des éléments :**

**a) Poids du plancher :  $P = G \times S$**

✓

**Plancher terrasse**

$$P_{pt} = S_{nette} \times G_T$$

$$P_{pt} = 14.81 \times 5.68 = 84.121\text{KN}$$

✓

**Plancher courant**

$$P_{pc} = 14.81 \times 5.34 = 79.085 \text{ KN.}$$

**b) Poids des Poutres :**

✓

**Poutres principales :**

$$P_{pp} = (0.3 \times 0.45) (2 + 2.25) 25 = 14.34 \text{ kN.}$$

✓

**Poutres secondaires :**

$$P_{ps} = (0.3 \times 0.4) (1.585 + 1.90) 25 = 10.45\text{kN.}$$

$$P_{p \text{ tot}} = G_{pp} + G_{ps} = 14.34 + 10.45 = 24.79\text{kN.}$$

**c) Poids propre des poteaux :**

1<sup>er</sup> à 9<sup>eme</sup> étage :  $P_{pé} = 0.30 \times 0.40 \times 3.06 \times 25 = 9.18 \text{ KN}$

RDC :  $P_{pRDC} = 0.40 \times 0.30 \times 4.08 \times 25 = 12.2 \text{ KN}$

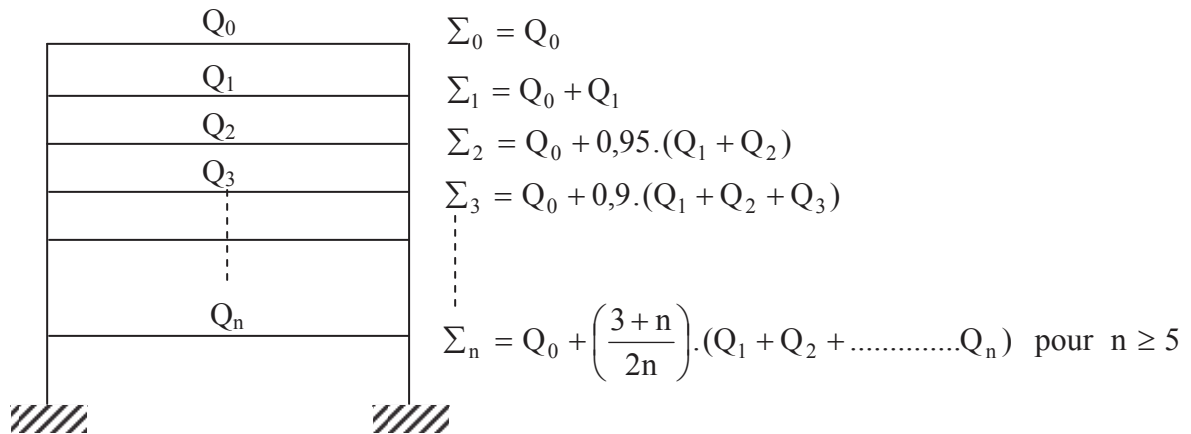
**II-5 Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression :**

**✓ Surcharge d'exploitation :**

- Plancher terrasse inaccessible :  $Q_0 = 1.00 \times 14.81 = 14.81 \text{ KN}$ .
- Plancher à usage service :  $Q_2 = Q_3 = \dots = Q_8 = 2.5 \times 14.81 = 37.025 \text{ KN}$ .
- Plancher 9<sup>eme</sup> étage :  $Q_1 = 3.5 \times 14.81 = 51.835 \text{ KN}$ .
- Plancher à usage commercial (RDC) :  $Q_9 = 4 \times 14.81 = 59.24 \text{ KN}$ .

**✓ La loi de dégression des surcharges:**

D'après le règlement DTR B.C. 2.2, la de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux « n » pour tenir compte de cette loi est de cinq. En raison du nombre d'étage qui compose la tour étudiée  $n \geq 5$ , on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes



Avec :

$Q_0$  : surcharge d'exploitation à la terrasse

$Q_i$  : surcharge d'exploitation de l'étage (i)

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

$Q_n$  : surcharge d'exploitation à l'étage n en tenant compte de la dégression des surcharges

## Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

### ➤ Coefficients de dégression de surcharges :

Niveau	9	8	7	6	5	4	3	25	1
Coeff	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,71	0,68	0,66

**Tableau II.8:** Les valeurs du coefficient (3+n / 2n)

### ✓ Surcharges cumulées d'après la loi de dégression des charges

Niveaux	Opérations	Résultats
Niveau9	$Q_0=1 \times 14.81$	14.81
Niveau8	$Q_0 + Q_1=14.81 + 51.835$	66.645
Niveau 7	$Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)=14.81+0.95(51.835+37.025)$	99.227
Niveau6	$Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3) = 14.81+0.90(51.835+37.025 \times 2)$	128.106
Niveau 5	$Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)= 14.81+0.85(51.825+37.025 \times 3)$	153.283
Niveau 4	$Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)= 14.81(51.835+37.025 \times 4)$	174.758
Niveau 3	$Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=14.81+0.75(51.835+37.025 \times 5)$	192.530
Niveau 2	$Q_0+0.71 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7) = 14.81+0.71(51.835+37.025 \times 6)$	209.339
Niveau 1	$Q_0+0.68 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)= 14.81+0.68(51.835+37.025 \times 7)$	226.296
RDC	$Q_0+0.66 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)=14.81+0.66(51.835 + 37.025 \times 7 + 60.42)$	259.953

**Tableau II.9 :** Dégression des charges d'exploitation

NIVEAU	Charges permanentes [kN]				Surcharges 'exploitation [kN]			Efforts normaux N=G <sub>c</sub> +Q <sub>c</sub> [kN]	Section du poteau [cm <sup>2</sup> ]	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G <sub>totale</sub>	G <sub>cumulée</sub>	Q <sub>i</sub>	Q <sub>c</sub>		Section trouvée	Section adoptée
9	84.121	24.79	0	108.911	108.911	14.81	14.81	123.721	42.480	35X35
8	79.085	24.79	9.18	113.055	221.966	51.835	66.645	288.611	192.407	35X35
7	79.085	24.79	9.18	113.055	335.021	35.025	101.67	436.691	291.127	35X35
6	79.085	24.79	9.18	113.055	448.076	35.025	136.695	584.771	389.847	40X40
5	79.085	24.79	9.18	113.055	561.131	35.025	171.72	732.851	488.567	40X40
4	79.085	24.79	9.18	113.055	674.186	35.025	206.745	880.931	587.287	40X40
3	79.085	24.79	9.18	113.055	787.241	35.025	241.77	1029.011	686.007	45X45
2	79.085	24.79	9.18	113.055	900.296	35.025	276.795	1177.091	784.727	45X45
1	79.085	24.79	9.18	113.055	1013.351	35.025	311.82	1325.171	883.447	45X45
RDC	79.085	24.79	12.2	116.075	1126.406	51.89	363.71	1490.116	993.41	45X45

**Tableau II.10 : Détermination des sections des poteaux**

✓ **Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA :**

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$  en zone II<sub>a</sub>
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$  .

**Pour le RDC :**

- 1)  $\text{Min}(45,45) = 45 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$  ..... c v
- 2)  $\text{Min}(45,45) > 408/20=20.4 \text{ cm}$ .....c v
- 3)  $45/45=1.00 \quad 0.25 \leq 1.00 \leq 4$ .....c v

**Pour les niveaux 1,2 et 3 :**

- 1)  $\text{Min}(45,45) = 45 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$ .....c v
- 2)  $\text{Min}(45,45) = 45 \text{ cm} > 306/20 = 15.3 \text{ cm}$ .....c v
- 3)  $45/45 = 1.00 \text{ cm} \quad 0.25 \leq 1.00 \leq 4$ .....c v

**Pour les niveaux 4 , 5 et 6 :**

- 1)  $\text{Min}(40,40) = 40 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$  .....c v
- 2)  $\text{Min}(40,40) > 306/20=15.3 \text{ cm}$  .....c v
- 3)  $40/40 = 1.00 \text{ cm} \quad 0.25 \leq 1.00 \leq 4$  .....c v

**Pour les niveaux 7, 8 et 9 :**

- 1)  $\text{Min}(35,35) = 35 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$  .....c v
- 2)  $\text{Min}(35,35) = 35 \text{ cm} > 306/20 = 15.3 \text{ cm}$  .....c v
- 3)  $35/35 = 1.00 \quad 0.25 \leq 1.00 \leq 4$  .....c v

**Vérifications de la condition de non flambement des poteaux :**

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

A fin d'éviter le risque de flambement des poteaux, l'élancement  $\lambda$  de ceux-ci devra satisfaire l'équation suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50.$$

Avec :

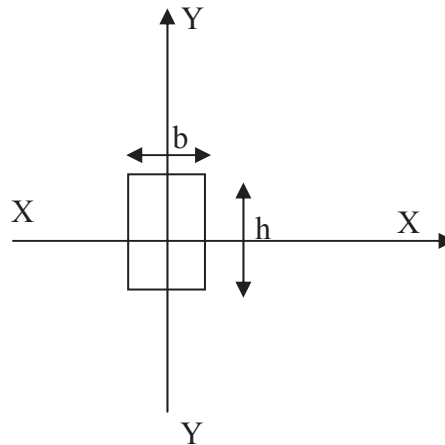
$L_f$  : longueur de flambement ( $L_f = 0.7 L_0$ )

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

$L_0$  : hauteur libre du poteau

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

$I$  : moment d'inertie du poteau ( $I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$  ;  $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$ )



$L_f = 0.7 \times 4.08 = 2.856$  m pour le poteau de RDC.

$L_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142$  m pour le poteau des étages courants .

**Pour le RDC :**

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{45 \times 45^3}{12 \times 45 \times 45}} = 12.99 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{285.6}{12.99} = 21.98 < 50 \dots\dots\dots \text{c v}$$

**Pour les niveaux 1,2 et 3 :**

$$i = \sqrt{\frac{45 \times 45^3}{12 \times 45 \times 45}} = 12.99 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{214.2}{12.99} = 16.48 < 50 \dots\dots\dots \text{c v}$$

**pour les niveaux 4, 5 et 6 :**

$$i = \sqrt{\frac{40 \times 40^3}{12 \times 40 \times 40}} = 11.54 \text{ cm.}$$

$$\lambda = \frac{214.2}{11.54} = 18.56 < 50 \dots\dots\dots \text{c v}$$

pour les niveaux 7, 8 et 9:

$$i = \sqrt{\frac{35 \times 35^3}{12 \times 30 \times 30}} = 10.10 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{214.2}{10.10} = 21.20 < 50 \dots\dots\dots \text{c v}$$

**Conclusion:**

Les différentes règles, lois de document technique nous ont permis de Pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

Hauteur du plancher en corps creux		$h_t = 20\text{cm} (16+4)$
Epaisseur de la dalle pleine		$e = 15\text{cm}$
Epaisseur des voiles		$a = 20\text{cm}$
Sections des poutres	Poutre principale	$(30 \times 45) \text{ cm}^2$
	Poutre secondaire	$(30 \times 40) \text{ cm}^2$
Sections des poteaux	RDC	$(45 \times 45) \text{ cm}^2$
	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	$(45 \times 45) \text{ cm}^2$
	4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup> étage	$(40 \times 40) \text{ cm}^2$
	7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> et 9 <sup>ème</sup> étage	$(35 \times 35) \text{ cm}^2$

**Tableau II.11** : Récapitulatif des résultats

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les chapitres qui suivent.

## **Chapitre III**

# **Calcul des éléments non-structuraux**

### Introduction :

Les éléments non structuraux n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques de l'ensemble, contrairement aux poteaux, poutres et voiles ; donc nous pourrions les calculer séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément aux règlements BAEL 91 modifiée 99 et le RPA99 version 2003.

### III.1. Acrotère :

#### III.1.1. Définition et rôle de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre la 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 ( $Q=1$  [kN/ml] ) non pondérée due à l'application de la main courante (échelle des pompiers ...etc.) 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 à **L'ELS** pour une bande de 1 [m] de largeur.

#### III.1.2. Caractéristiques géométriques de l'acrotère :

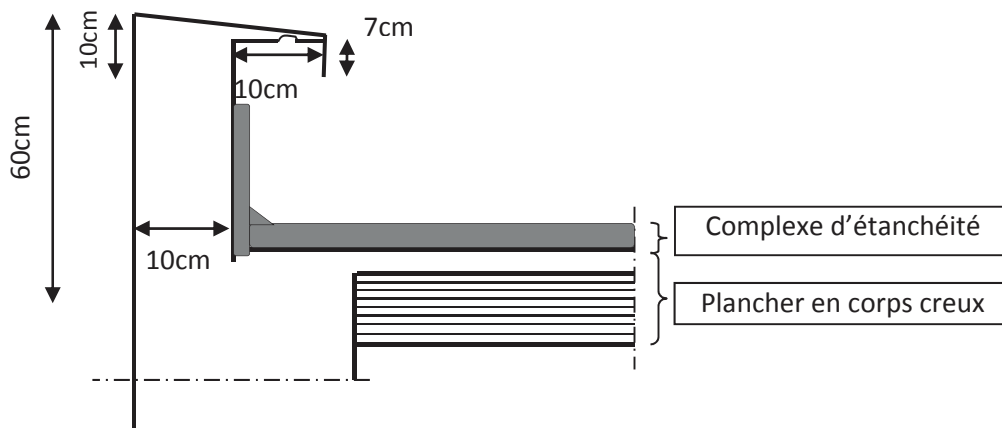
La hauteur :  $h = 60\text{cm}$

La largeur :  $l = 100\text{ cm}$

L'épaisseur :  $e = 10\text{ cm}$

La surface :

$$S_{\text{act}} = [(0.5 \times 0.1) + (0.07 \times 0.2) + (0.03 \times 0.2) / 2]$$
$$S_{\text{act}} = 0.067\text{ m}^2.$$



**Figure III.1 : Coupe transversale de l'acrotère**

### III.1.3. Calcul des sollicitations :

#### a) Chargement :

Poids propre de l'acrotère :  $G = \rho_{\text{béton}} \times S_{\text{acr}}$

$\rho$  : Masse volumique du béton

$S$  : Section longitudinale de l'acrotère

$$G = \rho \times S_{\text{acr}} = 25 \times 0.067 = 1.675 \text{ kN/ml}$$

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

#### b) Calcul des efforts :

Effort normal dû au poids propre ( $G$ ) :  $N_G = G \times 1\text{ml} = 1.675 \text{ KN}$ .

Effort normale dû à la surcharge ( $Q$ ) :  $N_Q = 0 \text{ KN}$ .

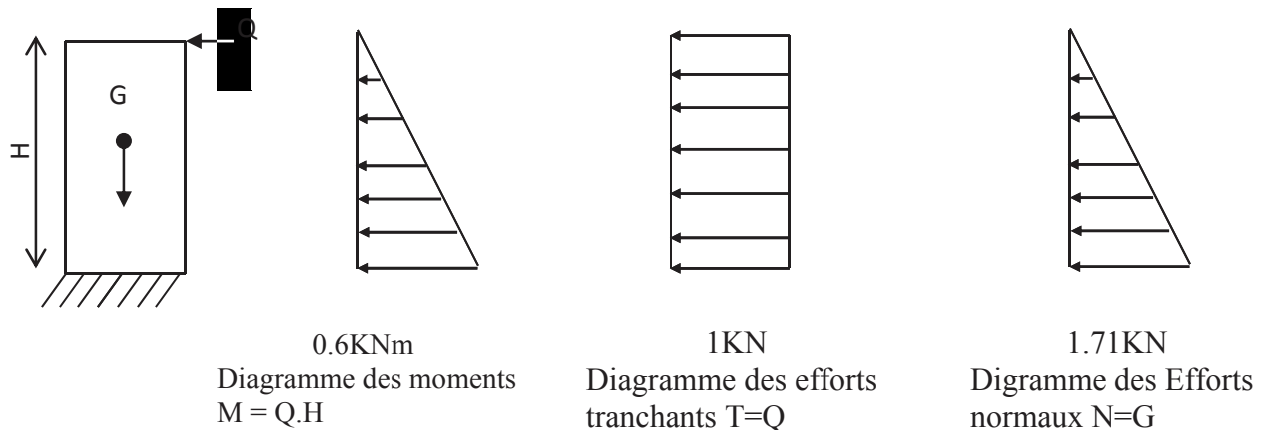
Effort tranchant dû au point propre ( $G$ ) :  $T_G = 0 \text{ KN}$ .

Effort tranchant dû à la poussée latérale ( $Q$ ) :  $T_Q = Q \times 1\text{ml} = 1.00 \text{ KN}$ .

Moment de renversement  $M$  dû à la surcharge ( $Q$ ) :

$$M_Q = T \times H = Q \times H \times 1\text{ml} = 0.60 \text{ KN.m}$$

Moment de renversement  $M$  dû au poids propre( $G$ ) :  $M_G = 0.6 \text{ KN.m}$ .



**Figure III.2. Diagrammes des efforts internes.**

### III.1.4. Les combinaisons de charges :

**ELU :**  $1.35G + 1.5Q$

$$N_u = 1.35 N_G = 1.35 \times 1.675 = 2.261 \text{ kN}$$

$$T_u = 1.5 T_Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$$

$$M_u = 1.5 M_G = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ kN.m}$$

**ELS:**  $G + Q$

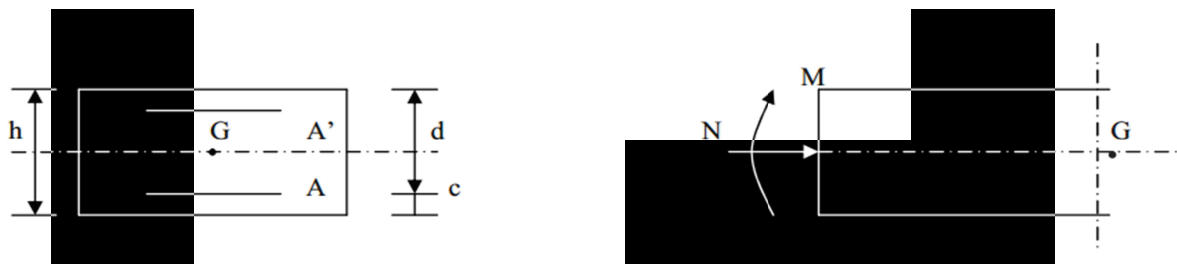
$$N_s = N_G = 1.675 \text{ kN}$$

$$T_s = T_Q = 1 \text{ kN}$$

$$M_s = M_G = 0.6 \text{ kN.m}$$

### III.1.5. Ferrailage:

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur « $h = 10\text{cm}$ » et de largeur « $b = 100\text{cm}$ », dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif  $M_f$ , afin de déterminer les armatures fictives  $A_f$ , puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles  $A$ .



## Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux

Avec :

$h$  : Epaisseur de la section.

$c$  : La distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton.

$d = h - c$  : Hauteur utile.

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

**Remarque** : Le calcul se fera à l'ELU puis nous le vérifierons à l'ELS.

### III.1.5.1 Calcul à L'ELU :

#### a) Calcul de l'excentricité :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,261} = 0.398m \approx 40cm$
- $\frac{h}{2} - c = 5 - 3 = 2cm$

Avec :  $M_U$  : moment dus à la compression.

$N_U$  : effort de compression.

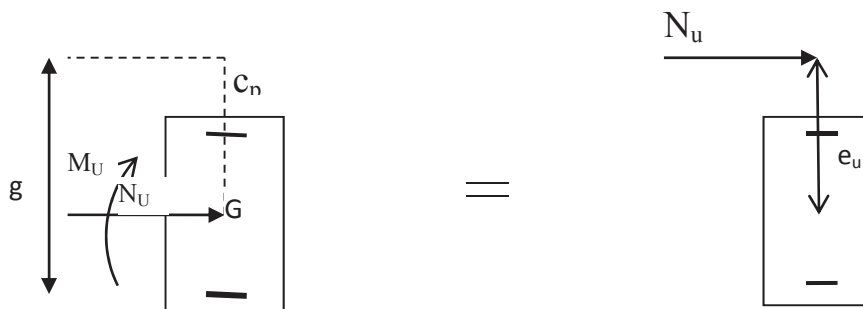
$e_u$  : excentricité.

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

Donc :  $e_u = 40 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c$

D'où :

- ✓ le centre de pression ( $c_p$ ) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures.
  - ✓ L'effort normal ( $N$ ) est un effort de compression à l'intérieur
- ⇒ Donc la section est partiellement comprimée (SPC).



Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

### b) Calcul en flexion simple :

#### ➤ Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g$$

$$M_f = N_u \times [e_u + (\frac{h}{2} - c)]$$

avec :  $\implies g$  : distance entre ( $c_p$ ) et le centre de gravité des armatures  
Inferieures tendues.

$$M_f = N_u \times [\frac{M_u}{N_u} + \frac{h}{2} - c].$$

$$M_f = M_u + N_u (\frac{h}{2} - c).$$

$$M_f = 0.9 + 2.261 (\frac{0.10}{2} - 0.03).$$

$$M_f = 0.945 \text{ KN.m}$$

#### ➤ Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,945 \times 10^6}{10^3 \times (70)^2 \times 14.2} = 0.0135$$

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

#### ➤ Moment limite $\mu_l$ :

$$\mu_l = 0.8 \times \alpha_1 \times (1 - 0.4 \alpha_1)$$

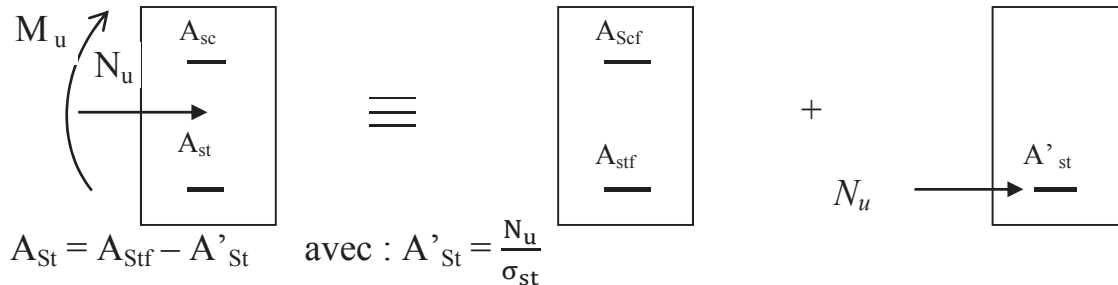
$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + \varepsilon_1} \quad \text{avec : } \varepsilon_1 = \frac{\sigma_{st}}{E_s} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s} = \frac{400}{2.10^5 \times 1.15} = 0.00173$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5 \cdot 10^{-3}}{3.5 \cdot 10^{-3} + 0.00173} = 0.668 \implies \mu_l = 0.8 \times 0.668 \times (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392$$

$$\mu_u = 0.0135 < \mu_l = 0.392 \implies \text{la section est simplement armée (SSA)}$$

### Conclusion :

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.



### III.1.5.2 Calcul des armatures fictives en flexion simple ( $A_{Stf}$ ) :

$$A_{Stf} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.} \\ \beta = 1 - 0.4\alpha \text{ et } \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] \\ \mu = 0.0135 \qquad \qquad \qquad \beta = 0.993. \end{cases}$$

$$A_{Stf} = \frac{0.945 \cdot 10^6}{0.993 \times 70 \times 348} = 39.066 \text{ mm}^2$$

$$A_{Stf} = 0.39 \text{ cm}^2.$$

### III.1.5.3 Calcul de la section des armatures réelles en flexion composée:

$$A_{St} = A_{Stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 39 - \frac{2.261 \cdot 10^3}{348} = 32.502 \text{ mm}^2$$

$$A_{St} = 0.32 \text{ cm}^2.$$

$A_{sc} = 0 \rightarrow$  Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

### III.1.6. Vérification

#### 1) l'ELU :

➤ **La condition de non fragilité :** (Art : A.4.2, 1, BAEL91/modifié 99) :

Un élément est considéré non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de la première fissuration de la section droite.

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

### a) Armatures principales

$$A_{\min} = 0.23 b \times d \frac{f_{t28} (e_s - 0.455 \times d)}{f_e (e_s - 0.185 \times d)}$$

$$\text{Avec : } \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} e_s = \frac{M_\mu}{N_\mu} = \frac{0.9}{2.269} = 0.396 \text{ m} \\ e_s = 39.6 \text{ cm.} \\ f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 70 \times 1000 \times \frac{2.1(396 - 0.445 \times 70)}{400(396 - 0.185 \times 70)} = 80.50 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 0.805 \text{ cm}^2.$$

### Remarque :

$$A_{St} = 0.32 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.805 \text{ cm}^2$$

⇒ La condition n'est pas vérifiée

On adoptera la section minimale d'armature.

$$\left. \begin{array}{l} A_{St} = 0.32 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 0.805 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_{\min} \geq A_{St} \Rightarrow A = \max(A_{St}; A_{\min}).$$

On optera pour une section  $A \geq A_{\min}$

Soit :  $A = 2.01 \text{ cm}^2$ .

Le tableau des sections des barres nous donne : 4HA8

$$\text{Avec un espacement } S_p = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

### b) Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } A_r = 1.13 \text{ cm}^2 = 2\text{HA8}$$

$$\text{Avec un espacement } S_t = \frac{60}{2}$$

$$S_t = 30 \text{ cm}$$

### ➤ Vérification au cisaillement : (Art : 5.1, 211/ BAEL 91)

Nous avons une fissuration préjudiciable :

Donc on doit vérifier si :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$V_u$  : effort tranchant.

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

$$V_{uG} = \frac{3}{2} G = 0 \text{ KN}$$

$$V_{uQ} = \frac{3}{2} Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{1.5}{1 \times 0.07} = 21.43 \text{ KN/m}^2 = 21.43 \cdot 10^{-3} \text{ MPa.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \\ \tau_u = 21.43 \cdot 10^{-3} \text{ MPa} \end{array} \right. \implies \tau_u < \bar{\tau}_u \implies \text{Condition vérifiée.}$$

#### Conclusion :

Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### ➤ Vérification de l'adhérence des barres :( Art A. 6.1.3/BAEL 91, modifié 99)

Le béton armé est composé de béton et d'acier, donc il est nécessaire de connaître le comportement à l'interface entre ces deux matériaux.

Pour cela on doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement :

$\Psi_s = 1.5$  : Pour les barres de haute adhérence.

$\Psi_s = 1$  : Pour les ronds lisses.

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

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

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

Avec ;

$\sum U_i$ : Somme des périmètres utiles des barres.

## Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$$

n : nombre de barre.

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \cdot 10^3}{0.9 \times 70 \times 100.48} = 0.23 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} = 0.23 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \end{array} \right. \implies \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \implies \text{Condition vérifiée}$$

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

### ➤ Vérification d'espacement des barres :

**Armatures principales :**  $S_t = 25 \text{ cm} < \min\{3h; 33\} \text{ cm}$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$$

⇒ Condition vérifiée.

**Armatures de répartition :**  $S_t = 30 \text{ cm} < \min\{4h; 45\} \text{ cm}$

$$S_t = 30 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$$

⇒ Condition vérifiée.

### • Ancrage des barres :

#### ➤ La longueur de scellement droite est :

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

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{su} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.219 \text{ cm}$$

$$L_s = 28.219 \text{ cm} \implies \text{Soit } L_s = 30 \text{ cm}$$

### 2) L'ELS :

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable on doit donc vérifier les conditions suivante :

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

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

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé.

$\sigma_{st}$  : Contrainte dans les aciers tendus.

$\bar{\sigma}_{st}$  : Contrainte limite dans les aciers tendus.

➤ **Vérification des contraintes dans l'acier :**  
(BAEL 91 révisé 99- art 4.5.2.3)

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$
$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287$$

$$\rho = 0.287 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0.915$$

$$\sigma_{St} = \frac{0.6 \cdot 10^2}{0.915 \times 7 \times 2.01} = 4.660 \text{ KN/cm}^2 = 46.60 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{St} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\}$$

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

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

Acier (AH) :  $n = 1.6$

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

$$\bar{\sigma}_{St} = \min \{ 266,66; 201.63 \} \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{St} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 46.60 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 206.63 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux

### ➤ Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

(BAEL 91 révisé 99-Art 4.5.2)

$$\begin{aligned}\bar{\sigma}_{bc} &= 0,6 \times f_{c28} \\ &= 0,6 \times 25 \\ \bar{\sigma}_{bc} &= 15 \text{ MPa}\end{aligned}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{St}$$

$$K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} \quad \Longrightarrow \quad \alpha = 3(1 - \beta) = 3(1 - 0.915) = 0.255$$

$$K = \frac{0.255}{15(1-0.255)} = 0.023$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{St} = 0.023 \times 46.60 = 1.072 \text{ MPa.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 1.072 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \Longrightarrow \quad \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### III.1.7 Vérification de l'acrotère au séisme :

L'RPA99 version 2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques à l'aide de la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \Longrightarrow \quad \text{(RPA 99version 2003/ Art 6.2.3)}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

C<sub>p</sub> : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8.

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

$W_p$  : Poids de l'acrotère.

$$\begin{array}{l} \text{Zone : IIa} \\ \text{Groupe : 2} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} A = 0.15 \quad (\text{RPA 99, art 4.2.3 tableau 4-1}) \\ C_p = 0.8 \quad (\text{art 6.2.3 tableau 6-1}) \\ W_p = 1,675 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

D'où :  $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.675 = 0.804 \text{ kN/ml}$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} F_p = 0.804 \text{ kN/ml} \\ Q = 1 \text{ kN/ml} \end{array} \right. \begin{array}{l} \implies \\ \implies \end{array} \begin{array}{l} F_p < Q \\ \text{Il est inutile de calculer l'acrotère au séisme.} \end{array} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

#### Conclusion :

Suite aux différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons pour le ferrailage de l'acrotère celui adopté précédemment :

- Armatures principales : **4HA8** avec un espacement **St = 25 cm**.  
Armatures de répartitions : **2HA8** avec un espacement **St = 30 cm**.

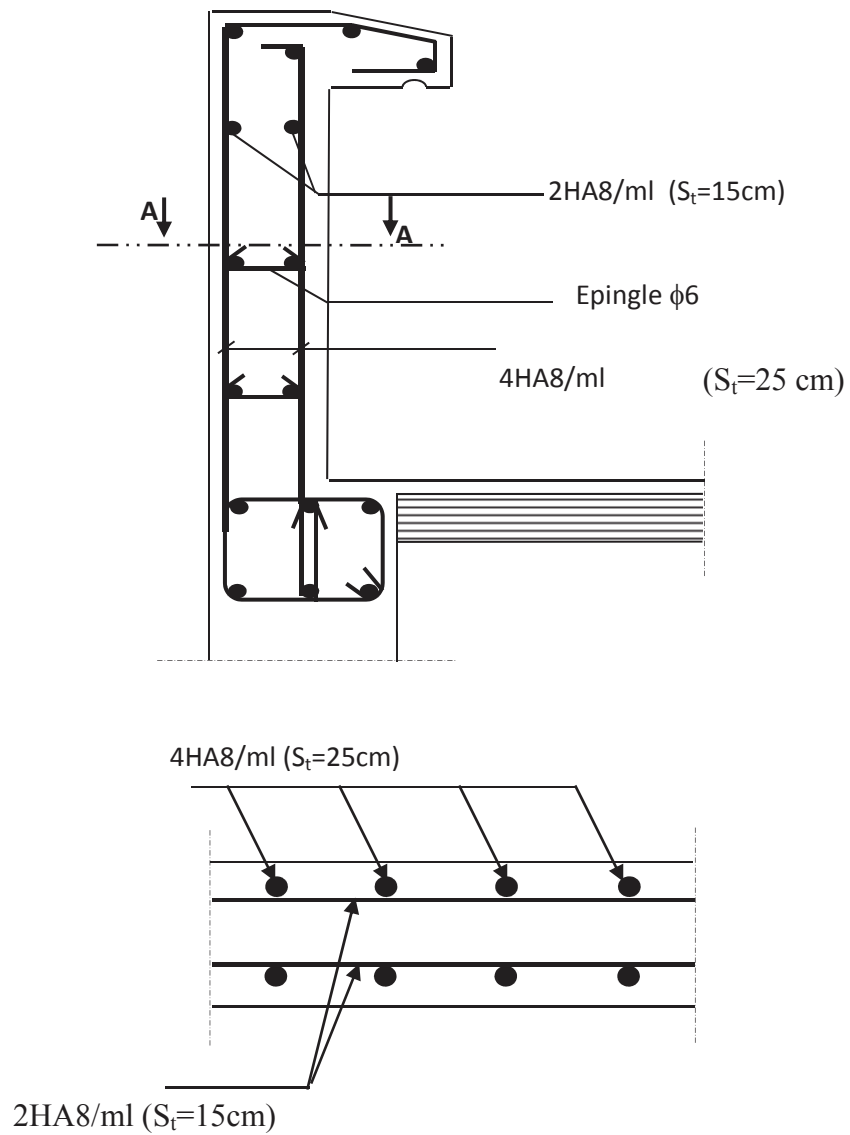


Figure III .3 : Ferrailage de l'acrotère



### III.2. Plancher:

#### Introduction :

Notre structure dispose d'un seul type de plancher qui est en corps creux, il est constitué de :

- Poutrelles préfabriquées de section en T; elles sont disposées suivant la petite portée, distantes de 65cm entre axes et assurent la fonction de portance, qui possèdent des armatures en attente qui sont liées à celles de dalle de compression.
- Le corps creux qui se repose sur les poutrelles, est utilisé comme coffrage perdu qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique, sa dimension est de 16cm.
- Une dalle de compression en béton armé.

#### III.2.1 Calcul et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place en béton armé. Elle est d'une épaisseur de 4cm, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE520), avec une limite d'élasticité  $f_e = 520$  MPa, ayant pour but :

- ✓ Limiter les risques de fissurations par retrait.
- ✓ Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- ✓ Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le **B.A.E.L 91/ modifié 99** (Art B.6.8.423) :

- ✓ 20 cm pour les barres perpendiculaire aux poutrelles.
- ✓ 30 cm pour les barres parallèle aux poutrelles.

#### a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4L'}{f_e}$$

L : Distance entre axes des poutrelles (L = 65cm)

$f_e$  : Limite d'élasticité des aciers en MPa.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.50 \frac{cm^2}{ml}$$

## Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux

Nous adaptons :

$$\text{Soit : } 5\text{HA5 /ml} , A = 0.98 \text{ cm}^2 , S_t = \frac{0.98 \times 100}{5} = 19.6 \quad S_t = 20\text{cm}$$

Avec :  $S_t$  : distance entre les armatures.

### b) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA5 /ml} , A = 0.98 \text{ cm}^2 \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

### Finalemment :

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression pour un treillis soudé (TLE520) de dimension (20x20) cm<sup>2</sup>.

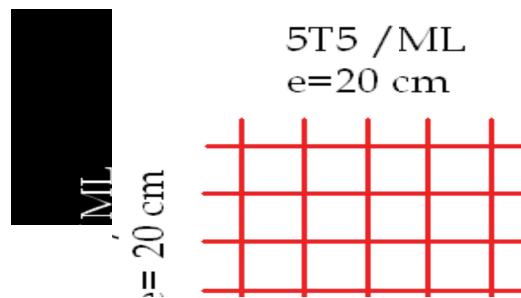


Figure III.2.1 : Treillis soudé de 20x20 cm<sup>2</sup>

### III.2.2 Etude des poutrelles :

La poutrelle pré fabriquée est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension (12x4) cm<sup>2</sup>.

#### 1. Disposition des poutrelles :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée, mais si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

Le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de Compression et après coulage de la dalle de compression :

### a) Etude de la poutrelle avant le coulage du béton :

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités.

Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

#### Chargement :

- Poids propre de la poutrelle :

$$G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0,120 \text{ KN/ml}$$

- Poids propre du corps creux :

$$G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$$

- Charge due à la main d'œuvre :

$$Q = 1,00 \text{ KN/ml}$$

$$G_t = G_1 + G_2 = 0,120 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1,00 \text{ KN/ml}$$

#### Ferraillage à L'ELU :

Nous ferons le calcul pour la travée la plus défavorable, en considérant la fissuration non préjudiciable ( $L=4,45 \text{ m}$ ).

#### Combinaison de charge :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1,00 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 2,5 \text{ KN/ml}$$

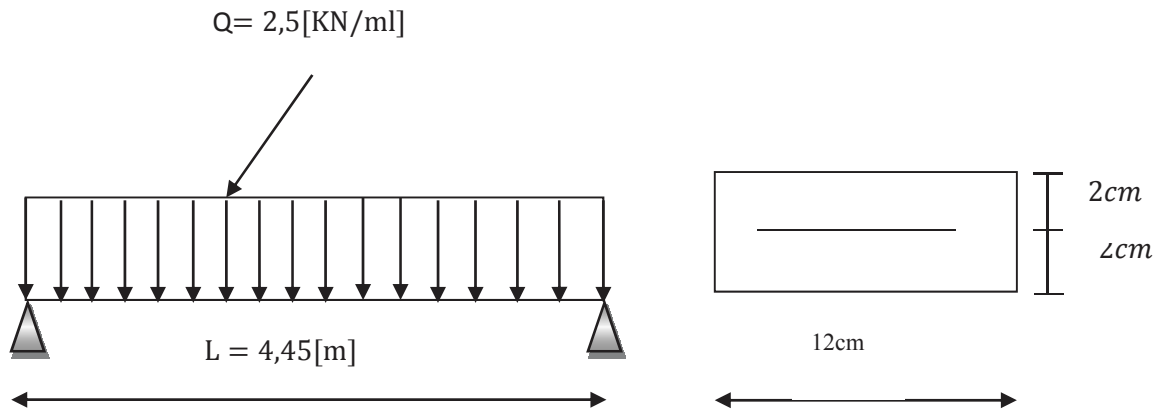


Figure III.2.2: Schéma statique de la noutrelle.

**Calcul des moments en travée :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \times 4,45^2}{8} = 6,18 \text{ KN/ml}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5 \times 4,45}{2} = 5,56 \text{ KN.}$$

Ferraillage :

$$c = 2 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm.}$$

Avec :

c : l'enrobage.

h : la hauteur utile.

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{6,18 \cdot 10^2}{12 \times 4 \times 142} = 9,06 \implies f_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = 9,06 > \mu_{id} = 0,392 \implies \text{Section doublement armée (SDA).}$$

### Conclusion :

La hauteur des poutrelles est de 4 cm, alors il est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaire à fin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges d'avant coulage de la dalle de compression.

### b) Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière.

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T $\bar{e}$  ; avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis.

Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simples. On note que la longueur de chaque travée est prise entre axe d'appuis.

### 2. Dimensionnement de la poutrelle

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous :

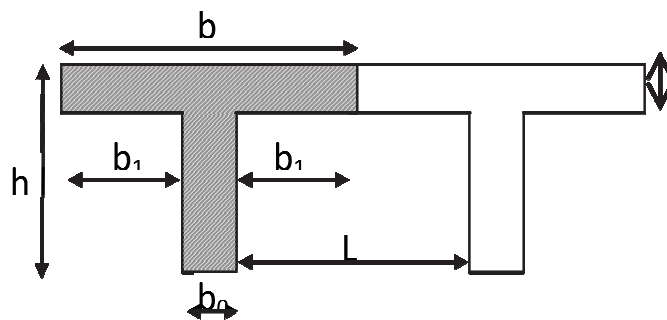


Figure III.2.3 : surface revenant aux poutrelles

$b = 65\text{cm}$  : distance entre axes de deux poutrelles

$h = (16+4)$  : hauteur du plancher en corps creux

$b_0 = 12\text{cm}$  : largeur de la poutrelle

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

---

$h_0 = 4 \text{ cm}$  : épaisseur de la dalle de compression

$b_1$  : est le débord

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} = \frac{(65 - 12)}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

#### a) chargement :

Poids propre du plancher étage courant :

$$G = G_p \times b = 5,28 \times 0,65 = 3,432 \text{ KN/ml}$$

Surcharge d'exploitation : a) usage service :

$$Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ml}$$

#### b) usage commercial :

$$Q = 3,5 \times 0,65 = 2,275 \text{ KN/ml}$$

Poids propre de plancher terrasse :

$$G = 5,68 \times 0,65 = 3,692 \text{ KN/ml}$$

Surcharge d'exploitation planchée terrasse :

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ML}$$

Plancher RDC : usage commercial :

$$Q = 4 \times 0,65 = 2,6 \text{ KN/ml}$$

#### Remarque :

Pour nous calcul on prend le plancher qui présent le cas le plus défavorable.

$$G = 3,692 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2,6 \text{ KN/ml}$$

Les combinaisons des charges :

$$\begin{aligned} - \text{ELU} : q_u &= 1,35 G + 1,5 Q \\ &= 1.35(3.692) + 1.5 (2,6) \\ &= 8,88 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

## Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux

- ELS :  $q_s = G + Q$   
 $= 3.692 + 2,6 = 6.29 \text{ KN/ml}$

### b) choix de la méthode :

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

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

### • Méthode forfaitaire :

#### Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

(BAEL 9/modifié 991 .Art B.6.2, 210)

- 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  $5 \text{ kN/ m}^2$ .

$$Q = 2,6 \text{ kN/ ml} \leq \max \{2G; 5 \text{ kN/ml} \}$$

$$2 \times G = 2 \times 3.692 = 7.384 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 2.6 \leq \max \{6.56 ; 5 \} = 6.56 \text{ kN / ml} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées  $\rightarrow$  La condition est vérifiée.
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{4,50}{4,45} = 0.82 \quad (\text{condition non vérifiée}).$$

$$\frac{l_2}{l_3} = \frac{4,45}{3,47} = 1.28 \quad (\text{condition non vérifiée}).$$

$$\frac{l_3}{l_4} = \frac{3,47}{4,1} = 0,84 \quad (\text{condition vérifiée}).$$

## Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux

$$\frac{l_4 - 4,1}{l_5 \cdot 4,75} = 0.86 \quad (\text{condition vérifiée}).$$

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable → La condition est vérifiée.

### Conclusion :

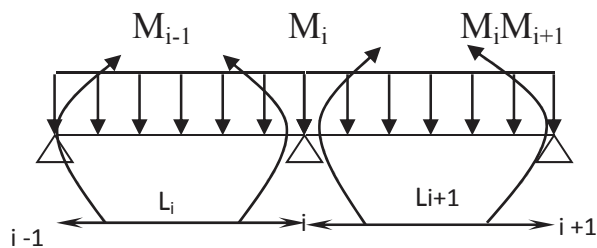
Compte tenu de la satisfaction de toutes les conditions, on conclue que la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc le calcul se fera par la méthode des trois moments.

### . Méthode des trois moments :

#### Exposé de la méthode des trois moments :

C'est un cas particulier de la méthode de force, elle est basée sur l'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaires. On considère 3 appuis successifs dans une poutre continue, comme système de base, on décompose ce dernier au niveau des appuis intermédiaires pour aboutir à une succession de poutres isostatiques de longueurs respectives «  $l_i$  » et «  $l_{i+1}$  ».

Chaque travée est étudiée indépendamment.



**Figure. III.2.4: diagramme des moments fléchissant**

Les équations des trois moments donnés par les expressions suivantes :

#### Aux appuis :

$$M_{i-1} \frac{l_i}{l_{i-1}} + 2M_i \left( \frac{l_i}{l_i} + \frac{l_{i+1}}{l_{i+1}} \right) + M_{i+1} \frac{l_{i+1}}{l_{i+1}} = -6E(W_i^g + W_i^d)$$

Avec:

$$\begin{cases} W_i^g = Q_i \frac{l_i^3}{24EI_i} \\ W_i^d = Q_{i+1} \frac{l_{i+1}^3}{24EI_{i+1}} \end{cases}$$

## Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux

$W_i^g, W_i^d$  Respectivement les rotations à gauche et à droite de l'appui i.

$M_{i-1}, M_i, M_{i+1}$  Sont les moments aux appuis, i-1, i, i+1 respectivement.

$L_i$  : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

$L_{i+1}$  : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'

### En travée :

$$M(X) = \mu(X) + M_i + \frac{M_{i+1}M_i}{L_{i+1}}X \quad \text{Moment à l'abscisse X de travée (i+1).}$$

$$\mu(X) = q \cdot \frac{L_{i+1}}{2}X - q \frac{X^2}{2} \quad \mu(X) : \text{Moment de réduction isostatique.}$$

$M(X)$  prend la valeur maximale quand  $T(X) = 0$  c à d :

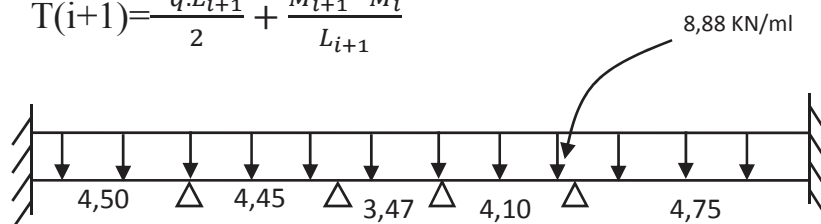
$$X = \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot L_{i+1}}$$

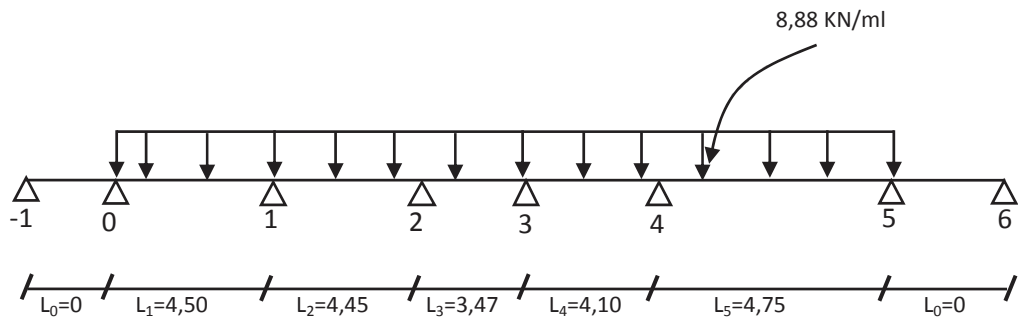
### Effort tranchant :

$$T(X) = \frac{dM(X)}{dX} = \frac{qL_{i+1}}{2} - q \cdot X + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

$$\text{Pour } X=i \quad T(i) = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

$$\text{Pour } X=i+1 \quad T(i+1) = \frac{-q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$





### Calcul des moments aux appuis :

le degré d'hyperstacité :

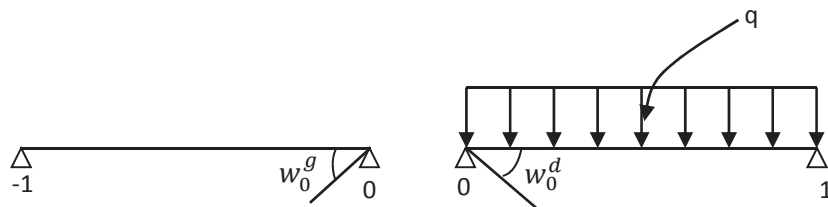
$$H=6$$

Alors on calcul  $M_0, M_1, M_2, M_3, M_4, M_5$ .

Application la méthode des 3 moments :

$$M_{i-1} \cdot L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1} \cdot L_{i+1} = -6EI(W_i^g + W_i^d).$$

Pour :  $i=0$



$$M_{-1} \cdot l_0 + 2M_0(L_0 + L_1) + M_1 \cdot L_1 = -6EI(W_i^g + w_i^d).$$

$$W_0^g = 0 ; M_{-1} = 0 ; L_0 = 0 ; \quad W_0^d = \frac{q_1 L_1^3}{24EI_1} = \frac{8.88 L_1^3}{24EI_1}$$

$$L_1(2M_0 + M_1) = -6EI \frac{8.88 L_1^3}{24EI}$$

$$2M_0 + M_1 = -\frac{8.88 \cdot 4.5^2}{4}$$

$$2M_0 + M_1 = -44,955$$

$$\text{L'appui 0 : } 2M_0 + M_1 = -44,955 \text{ -----(1)}$$

$$\text{L'appui 1 : } 4,5M_0 + 17,9M_1 + 4,45M_2 = -397,92 \text{ -----(2)}$$

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

$$L'apui 2 : 4,45M_1+15,84M_2+3,47M_3 = -288,38 \text{ ----- (3)}$$

$$L'apui 3 : 3,47M_2+15,14M_3+4,10M_4 = -245,76 \text{ ----- (4)}$$

$$L'apui 4 : 4,10M_3+17,7M_4+4,75M_5 = -390,92 \text{ ----- (5)}$$

$$L'apui 5 : 4,75M_4+9,5M_5 = -237,92 \text{ -----(6)}$$

La résolution se fait avec Matlab

**la matrice :**

$$\begin{pmatrix} 2 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 4,5 & 17,9 & 4,45 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 4,45 & 15,84 & 3,47 & 0 & 0 \\ 0 & 3,47 & 15,14 & 4,10 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 4,10 & 17,7 & 4,75 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 4,75 & 9,5 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} M_0 \\ M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \\ M_5 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -44,95 \\ -397,92 \\ -288,38 \\ -245,76 \\ -390,92 \\ -237,92 \end{pmatrix}$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$M_0 = -14,67 \text{ KN.m} \quad M_1 = -15,63 \text{ KN.m} \quad M_2 = -11,76 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -9,42 \text{ KN.m} \quad M_4 = -15,23 \text{ KN.m} \quad M_5 = -17,45 \text{ KN.m}$$

**Calcul des moments en travée :**

Travée	Longueur	X(m)	$\mu$	$M_{\max}[\text{KN.m}]$
0 - 1	4,5	2,23	22,48	7,33
1 - 2	4,45	2,32	21,94	8,33
2 - 3	3,47	1,81	13,34	2,80
3 - 4	4,10	1,89	18,55	6,45
4 - 5	4,75	2,32	25,03	8,72

**N.B/**

-Les moments calculés par la méthode des trois moments sont faits pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

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

-Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis

-augmentation de 1/3 pour les moments en travée

**On aura aux appuis les résultats suivants :**

$$M_0 = -9.78 \text{ KN.m} \quad M_1 = -10.42 \text{ KN.m} \quad M_2 = -7.84 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -6.28 \text{ KN.m} \quad M_4 = -10.15 \text{ KN.m} \quad M_5 = -11.63 \text{ KN.m}$$

**En travée :**

$$\text{Travée 0-1} = 9.77 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 1-2} = 11.10 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 2-3} = 3.73 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 3-4} = 8.6 \text{ KN.m}$$

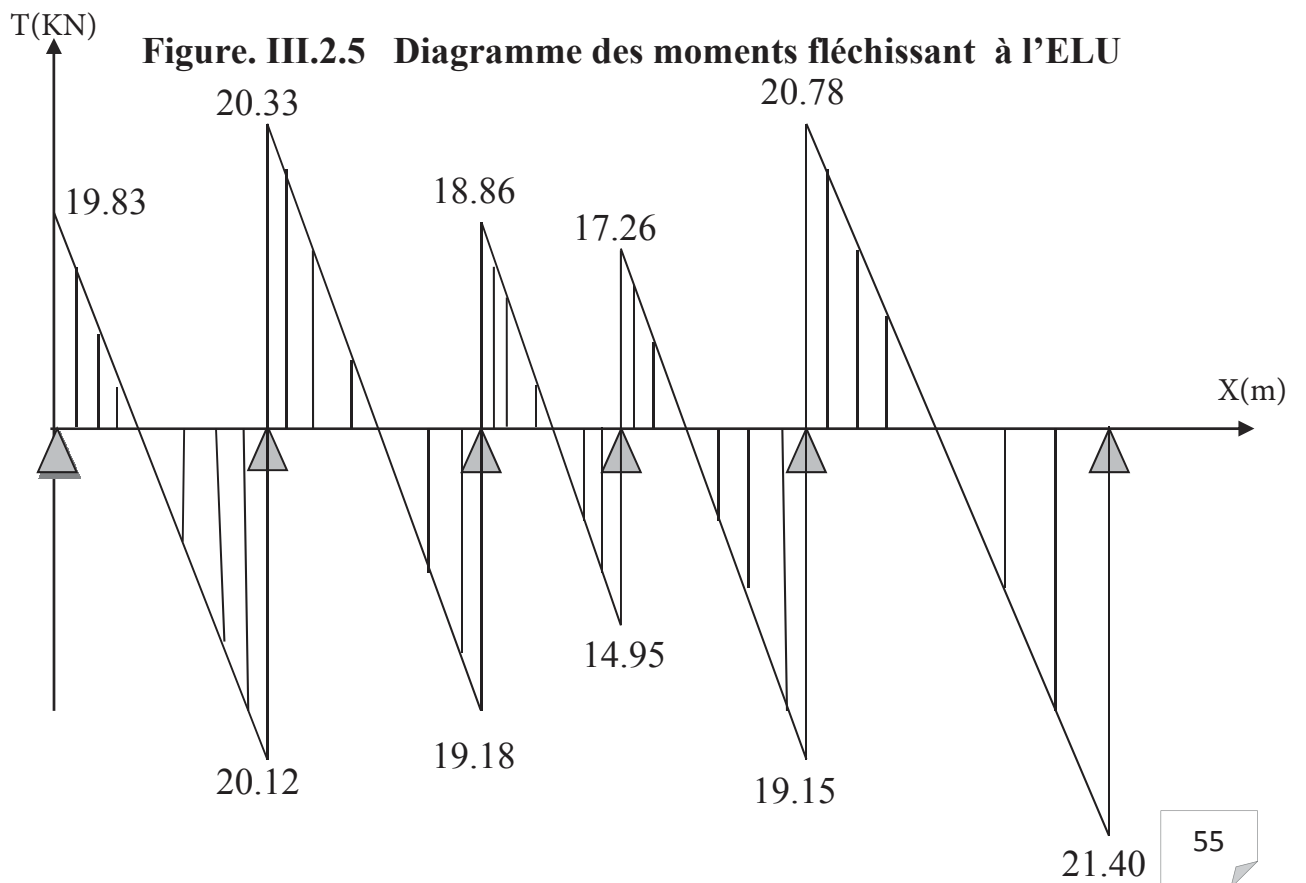
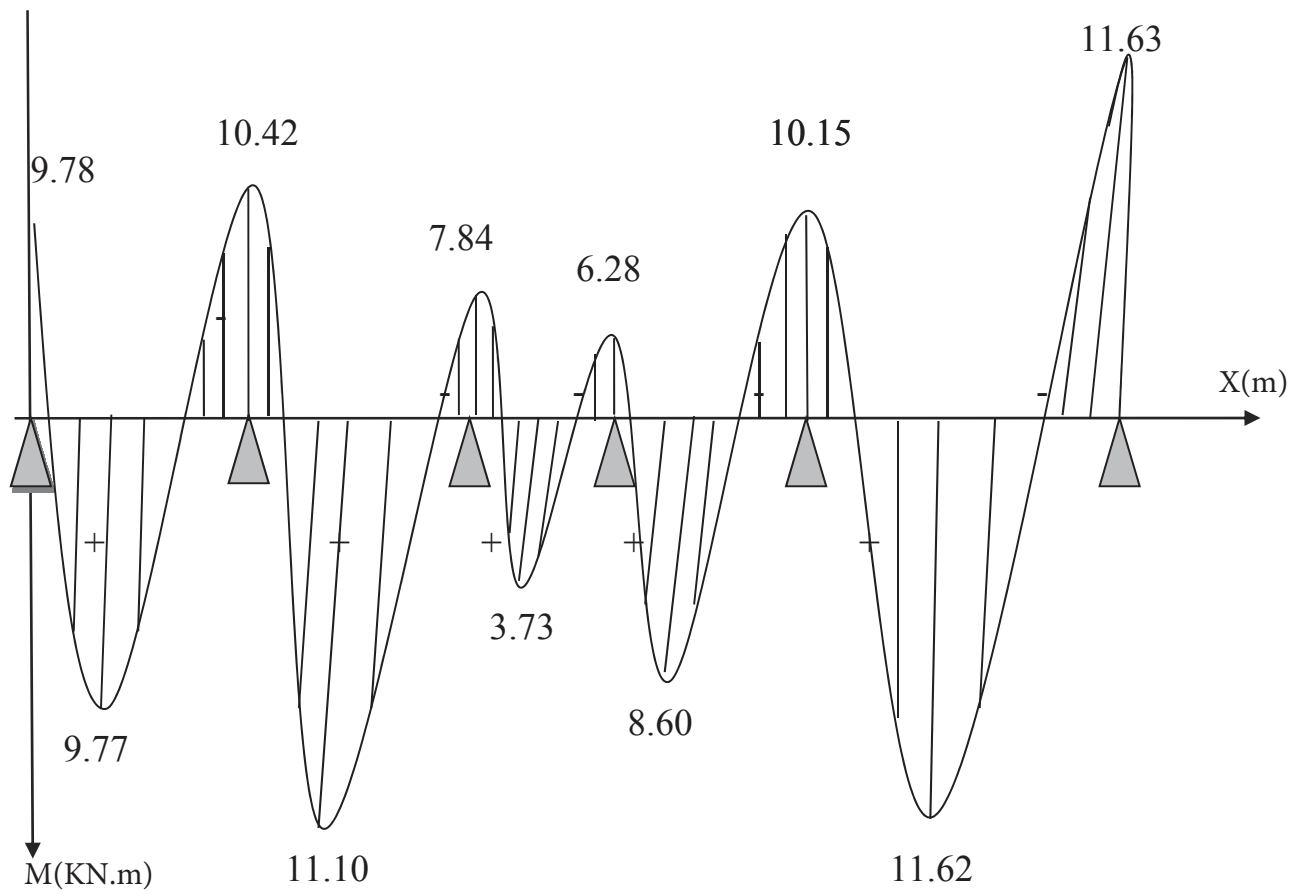
$$\text{Travée 4-5} = 11.62 \text{ KN.m}$$

**Calcul des efforts tranchant :**

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Travée	longueur	$T_i$ [KN]	$T_{i+1}$ [KN]
travée (0-1)	4,50	19.83	-20.12
travée (1-2)	4,45	20.33	-19.18
travée (2-3)	3,47	18.86	-14.95
travée (3-4)	4,10	17.26	-19.15
travée (4-5)	4,75	20.78	-21.40

**Tableau III.2.4:** Efforts tranchants



## Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux

Figure III.2.6 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

### III.2.3 Calcul à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient  $q_s/q_u$ .

$$\underline{\text{ELU}} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 8.88 \text{ kN/ml}$$

$$\underline{\text{ELS}} : q_s = G + Q = 6.29 \text{ kN /ml}$$

$$\implies \frac{q_s}{q_u} = 0.7$$

Calcul des efforts internes:

#### Les moments aux appuis:

$$M_0 = -10.27 \text{ KNm}$$

$$M_1 = -10.94 \text{ KNm}$$

$$M_2 = -8.23 \text{ KNm}$$

$$M_3 = -6.59 \text{ KNm}$$

$$M_4 = -10.66 \text{ kNm}$$

$$M_5 = -12.21 \text{ kNm}$$

#### Les moments en travées:

Travée	longueur	X(m)	$\mu$	$M_{\max}$ en KN.m
Travée 0-1	4.5	2.23	15.74	5.13
Travée 1-2	4.45	2.32	15.36	5.83
Travée 2-3	3.47	1.81	9.34	1.96
Travée 3-4	4.1	1.89	12.98	4.52
Travée 4-5	4.75	2.32	15.52	6.10

Correction des moments

Aux appuis:

$M_0 = -6.85 \text{ KNm}$

$M_1 = -7.30 \text{ KNm}$

$M_2 = -5.49 \text{ KNm}$

$M_3 = -4.40 \text{ KNm}$

$M_4 = -7.11 \text{ KNm}$

$M_5 = -8.14 \text{ KNm}$

En travées :

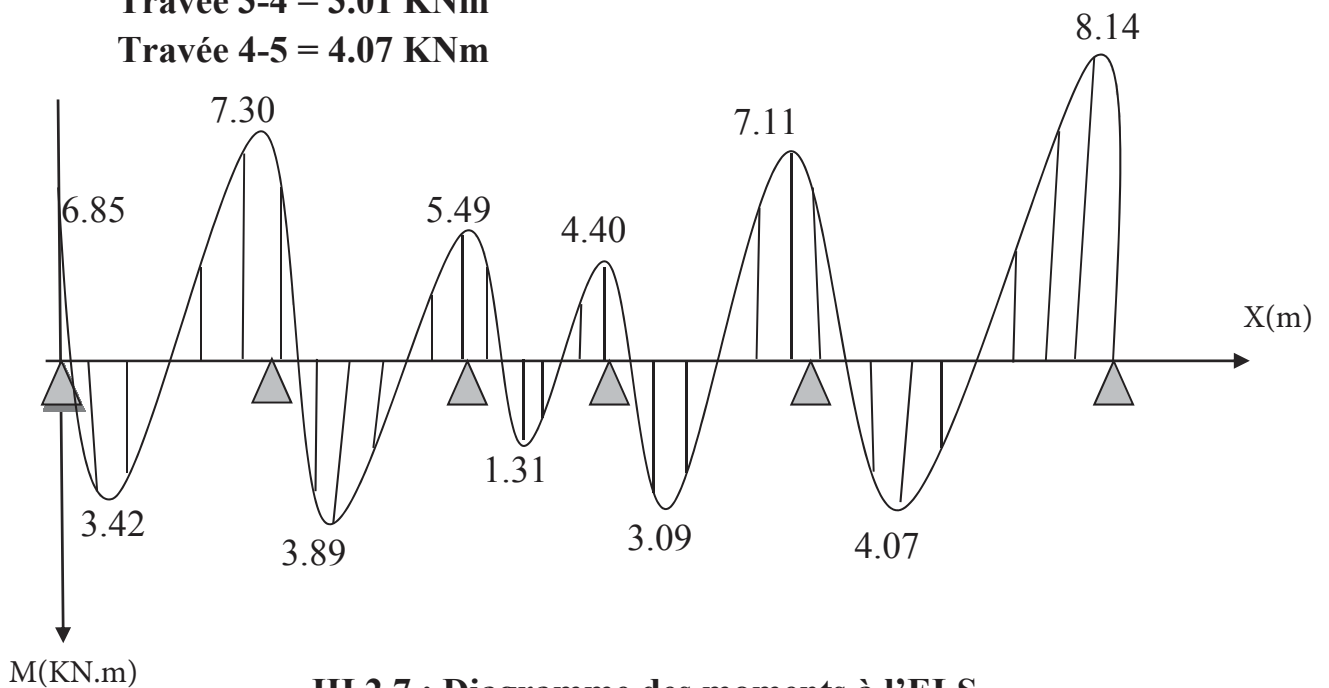
Travée 0-1 = 3.42 KNm

Travée 1-2 = 3.89 KNm

Travée 2-3 = 1.31 KNm

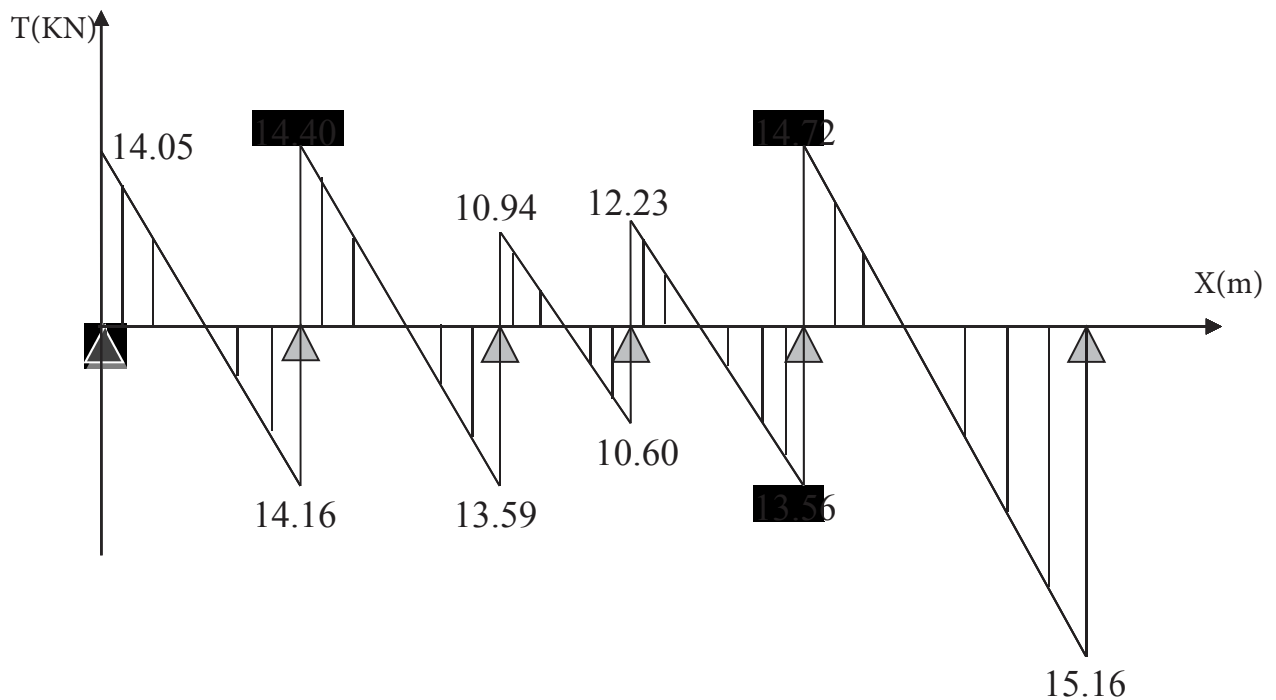
Travée 3-4 = 3.01 KNm

Travée 4-5 = 4.07 KNm



Les efforts tranchants :

Travée	Longueur	$T_i$ (KN)	$T_{i+1}$ (KNm)
(0 – 1)	4.5	14.05	-14.16
(1 – 2)	4.47	14.40	-13.59
(2 – 3)	3.47	10.94	-10.60
(3 – 4)	4.1	12.23	-13.56
(4 – 5)	4.75	14.72	-15.16



III.2.8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

### III.2.4 Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage à l'ELU sera calculé avec les moments max en travées et aux appuis (les moments max du 2<sup>ème</sup> cas) ; donc nous devons ferriller selon les moments trouvés dans le 2<sup>ème</sup> cas :

#### a) Armatures longitudinales:

Les moments max en travées et aux appuis sont:

$$M_t^{\max} = 11.10 \text{ kN.m et } M_a^{\max} = 11.63 \text{ kN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques sont :  $b = 65\text{cm}$  ;  $b_0 = 12\text{cm}$  ;  $h = 20\text{cm}$  ;  $d = 18\text{cm}$  :

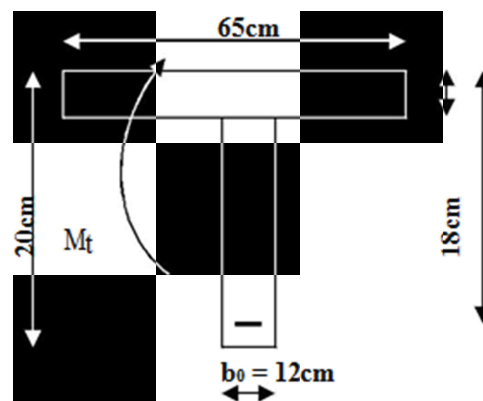


Figure III.2.9 : Coupe schématique de la poutrelle

### En travées :

Moment équilibré par la table de compression  $M_0$  :

Position de l'axe neutre :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} \quad \text{avec : } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.072 \text{ kN.m}$$

$$\begin{cases} M_0 = 59.072 \text{ kN.m} \\ M_t^{max} = 4.52 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$M_0 \gg M_t^{max}$  : donc l'axe neutre se situe dans la table de compression.

Conclusion : la section en T se calcule comme une section rectangulaire de  $(65 \times 20) \text{ cm}^2$ .

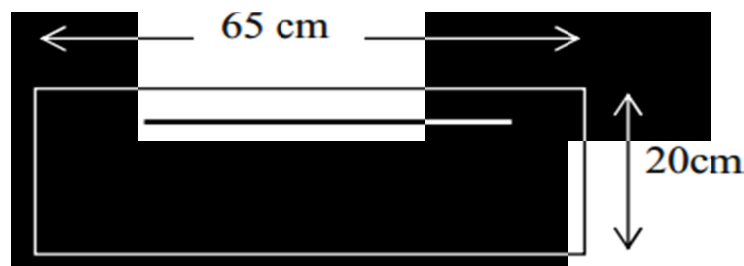
Sections d'armatures :

Calcul de  $\mu_u$  :

$$\mu_u = \frac{M_t^{max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{11.10}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.0231$$

$\mu_u = 0.0231 < \mu_i = 0.392$  =====> section simplement armée

$$\mu_u = 0.0231 \rightarrow \beta = 0.988$$



$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{11.10}{0.988 \times 18 \times 348 \times 10^{-3}} = 1.794 \text{ cm}^2$$

### Remarque:

Nous adopterons une section d'armatures très importante par rapport à celle calculée, pour que la flèche soit vérifiée.

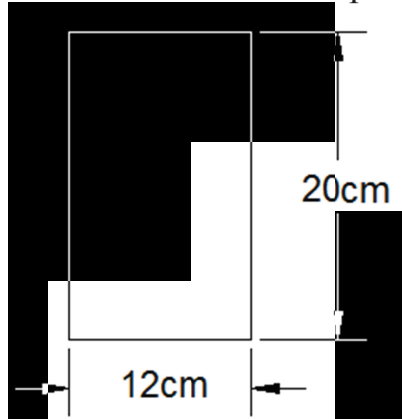
Soit :  $A_{st} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$ .

### Aux appuis:

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur  $b_0=12\text{cm}$  et de hauteur  $h=20\text{cm}$ .

$$\mu_u = \frac{M_{a \max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{11.63 \times 10^5}{12 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.210$$

$\mu_u = 0.210 < \mu_i = 0.392 \implies$  section simplement armée



$$\mu_u = 0.210 \rightarrow \beta = 0.881$$

$$A_{st} = \frac{M_{a \max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{11.63 \times 10^5}{0.881 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 2.108 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{st} = 2HA14 = 3.08 \text{ cm}^2$ .

### b) Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales d'une poutrelle est donnée par le (BAEL 91 modifié 99/ art : A.7.22)

$$\phi_t = \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_t = \min \left( \frac{20}{35} ; 1.2 ; \frac{12}{10} \right) = 0.571 \text{ cm}$$

Nous choisissons un cadre de  $\phi 8$  avec  $A_{st} = 2HA8 = 1 \text{ cm}^2$

Espacement d'un cadre : est donné par le règlement (BAEL 91 modifié 99/ Art : A.5.1.22)

$$St \leq \min \{0,9 \times d ; 40\text{cm}\}$$

$$St \leq \min \{0,9 \times 18 ; 40\text{cm}\}$$

$$St \leq 16.2\text{cm} \rightarrow St = 15\text{cm}$$

**Conclusion :**

En travée : **3HA 12 = 3.39 cm<sup>2</sup>.**

Aux appuis : **2HA 14= 3.08 cm<sup>2</sup>.**

Les armatures transversales : **2HA8 = 1.01 cm<sup>2</sup>.**

**III.2.5 Vérifications à L'ELU:**

**a) Vérification à la condition de non fragilité : [Art B 4.2 ,1/BAEL 99]**

Calcul de la section minimale :

Aux appuis :

Nous devons vérifier que :  $A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e}$

avec :  $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1$  MPa

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

$A_{st}^{min} = 0,26 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 3.08 \text{ cm}^2$  .....Condition vérifiée.

En travée :

$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$  avec :  $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1$  MPa

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$A_{st}^{min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 3.39 \text{ cm}^2$  .....Condition vérifiée.

**b) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis :**

**[B.A.E.L 99. Art.6.1.3]:**

Pour qu'il n'y'aura pas d'entraînement de barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{sc} \text{ avec : } \bar{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 d \sum U_i}$$

## Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux

$\Psi_s$ : Coefficient de scellement  $\Psi_s = 1.5$  pour HA

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 2 \times 3,14 \times 14 = 87.92 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{20.33 \times 10}{0.9 \times 18 \times 8.792} = 1.43 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} = 1,43 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée.

**Ancrage des barres: (BAEL99.Art. 6-1-22)**

$$L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4\tau_s}$$

Avec :

$\tau_{su}$ : contrainte d'adhérence  $\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$

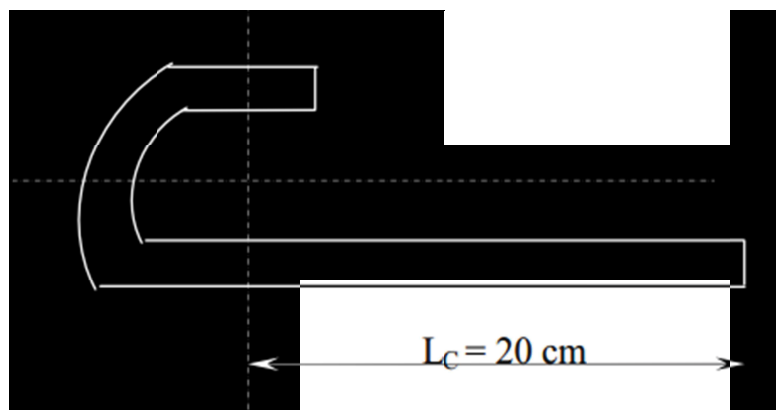
$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

Nous prendrons :  $L_s = 50 \text{ cm}$

Les règles de BAEL 91 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  $0.4 \times L_s$  pour les aciers H.A.

$L_c = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$  ; nous adopterons des crochets à  $45^\circ$  avec une longueur

$L_c = 20 \text{ cm.}$



**Figure III.2.10 : Crochet**

## Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux

### c) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211 BAEL 91 modifié 99) :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_{\max} = 21.40 \text{ kN.}$$

- Calcul de contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,20 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa}\right)$$

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

- Calcul de contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{21.40 \times 10}{12 \times 18} = 1 \text{ MPa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  ..... Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement.

### d) Influence de l'effort tranchant sur le béton :

- Appuis de rive :

$$\frac{2 T_{\max}}{a_0 b_0} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec : } a_0 = 0,9 d$$

$$\text{Il faut vérifier que : } T_{\max} \leq \frac{0,8 \times 0,9 d}{2} \frac{f_{c28} b_0}{\gamma_b} = 0,36 \frac{d f_{c28} b_0}{\gamma_b}$$

$$T \leq \frac{0,36 \times 18 \times 25 \times 12}{1,5} 10^{-1} = 129,6 \text{ kN.}$$

$T_{\max} = 21,40 \text{ kN} < T = 129,6 \text{ kN}$  ..... Condition vérifiée.

- Appuis intermédiaires :

$$\text{Il faut vérifier que : } T_{\max} \leq \frac{0,8 \times 0,9 d}{2} \frac{f_{c28} b_0}{\gamma_b} = 0,36 \frac{d f_{c28} b_0}{\gamma_b}$$

$T_{\max} = 20,12 \text{ kN} < T = 129,6 \text{ kN}$  ..... Condition vérifiée.

### III-2-6 : Vérification à l'ELS :

En travée :  $M_t^{\max} = 4,07 \text{ KNm.}$

Sur appuis :  $M_a^{\max} = 8,14 \text{ KNm.}$

Efforts tranchants max :  $T_{\max} = 15,16 \text{ KN.}$

**Etat limite de résistance de béton en compression :**

**- En travée :**

La section d'armature adoptée à l'ELU en travée est :  $A_{st} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$

**Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_{max}^t}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \text{ Avec : } A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2 ; M_t = 4.07 \text{ KN.m} ; d = 18 \text{ cm.}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1.56$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 15.67 \\ \beta_1 = 0.837 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{4.07 \times 10^3}{0.837 \times 18 \times 3.39} = 79.68 \text{ MPa} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 79.68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{C28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{15.67} = 0,0638$$

$$\sigma_{bc} = 0,0638 \times 79.68 = 5.08 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 5.08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**- Aux appuis :**

La section d'armature adoptée à l'ELU aux appuis est :  $A_{sa} = 2HA 12 = 2.26 \text{ cm}^2$ .

**Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_{max}^s}{\beta_1 \times d \times A_a} \text{ Avec : } A_a = 2.26 \text{ cm}^2 ; M_{max}^s = 8.14 \text{ kN.m} ; d = 18 \text{ cm.}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.046$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 20.31 \\ \beta_1 = 0.8584 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{8.14 \times 10^3}{0,8584 \times 18 \times 2.26} = 233.11 \text{ MPa} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 233.11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

### Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{C28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{20.31} = 0,0492$$

$$\sigma_{bc} = 0,0492 \times 233.11 = 11.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11.47 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

### Conclusion :

La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELS sont satisfaisantes.

#### - Etat limite d'ouverture des fissures :

Les poutrelles ne sont pas soumises à des intempéries (des agressions) donc nous avons une fissuration non préjudiciable ; donc aucune vérification n'est nécessaire.

#### - Etat limite de déformation Art B.6.8.424 BAEL 91 modifié 99) :

Lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de donner une justification de la déformabilité des planchers à entrevous à condition que :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ 2) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \\ 3) \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

h : hauteur totale (20cm)

L : longueur de la travée entre nus d'appuis

d : hauteur utile de la section droite

b<sub>0</sub> : largeur de la nervure

M<sub>0</sub> : moment fléchissant maximal de la travée isostatique

M<sub>t</sub> : moment fléchissant maximal en travée

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{L} = \frac{0.20}{4.45} = 0,045 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{condition vérifiée} \\ 2) \frac{h}{L} = \frac{0.20}{4.45} = 0,045 \text{ et } \frac{1}{10} \times \frac{4.07}{8.14} = 0,05 \dots \text{condition non vérifiée} \\ 3) \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{12 \cdot 18} = 0,0156 \leq \frac{4.2}{400} = 0,0105 \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

**Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4450}{500} = 8.9 \text{ mm}$$

f : La flèche admissible.

$E_v$  : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700^3 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

$I_{fv}$  : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu + \lambda_v}$$

$I_0$  : Moment d'inertie totale de la section homogène.

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

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left( 2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right) \times \rho}$$

$\rho$  : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure

## Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux

### Calcul des différents paramètres :

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

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \text{ . Avec } B_0 : \text{ section homogénéisée.}$$

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

$$y_1 = \frac{12 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18}{12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 3.39} = \frac{3739.3}{502.85} = 7.44[\text{cm}].$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7,44 = 12.56[\text{cm}].$$

$$I_0 = \frac{12(7,44^3 + 12.56^3)}{3} + (65 - 12) \times 4 \times \left( \frac{4^2}{12} + \left( 7,44 - \frac{4}{2} \right)^2 \right) + 15 \times 3.39 \times (12,56 - 2)^2$$

$$I_0 = 21799.84[\text{cm}^4]$$

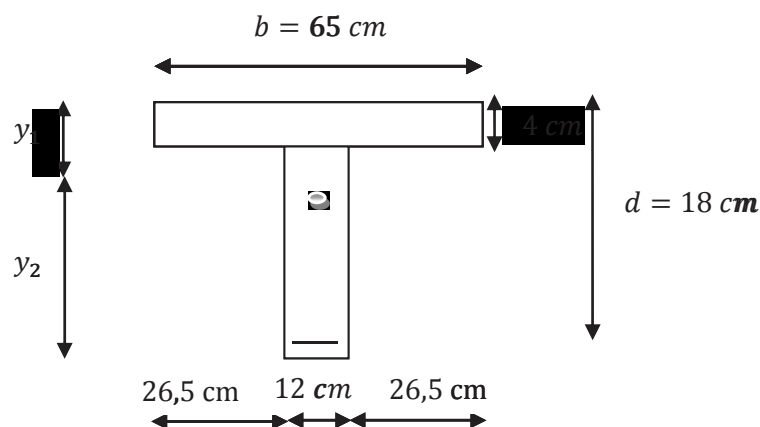


Figure .III.2.11 : Schéma statique de

## Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux

### Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.0157$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.0157} = 2.625$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.05$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0157 \times 348 + 2,1} = 0,846$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1,1 \times 21799.84}{1 + (1.05 \times 0,846)} = 12699.16 [\text{cm}^4]$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{M_t \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{4,07 \times (4450)^2 \times 10^6}{10 \times 10818,86 \times 12699.16 \times 10^4} = 5.866 [\text{mm}].$$

$f = 5.866 [\text{cm}] < f = 8.9 [\text{mm}]. \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$

### Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

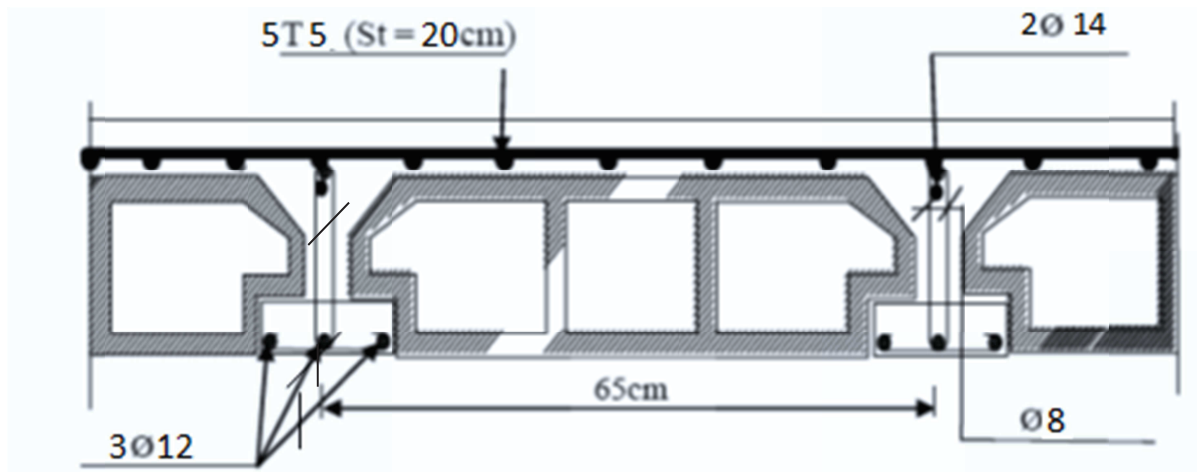


Figure III.2.12: plan de ferrailage du plancher en corps creux.

### III-3. Etude des consoles (Balcons)

#### Introduction :

Le balcon se calcule comme une console encastree au niveau de la poutre de rive, soumise à des conditions d'environnement qui conduisent à des distributions constructives.

Dans notre projet, nous disposons de balcon réalisé en corps creux (16+4) coulés sur place alors notre calcul se basera sur la détermination de ferrailage de la poutre de chaînage semi encastree à ses deux extrémités.

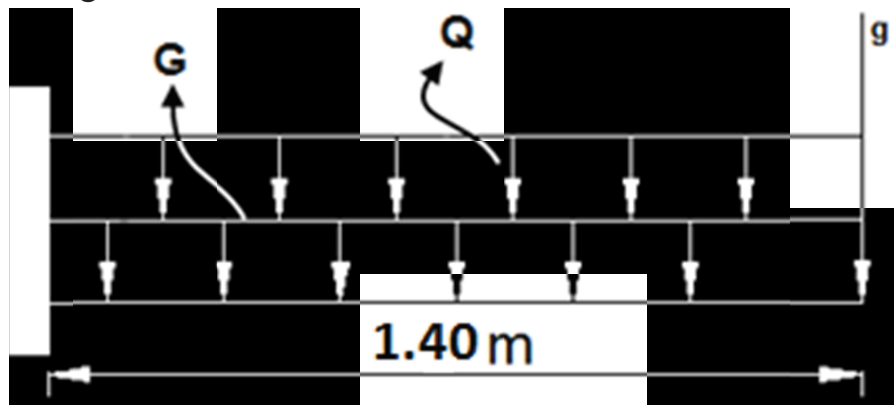


Figure III.3.1 : schéma statique du balcon.

#### III.3.1 étude de la poutre de chaînage :

C'est une poutre qui se pose sur deux appuis semi encastree à ses extrémités, elle supporte en plus de son poids propre celui de la cloison extérieure.

Pré dimensionnement de la poutre :

Pour  $L = 4.45$  m

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

La hauteur :

$$L / 15 \leq h_t \leq L / 10$$

- La largeur :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

Avec :

*L* : la portée libre maximal entre nus d'appuis dans le sens considéré.

$$L = 445 - 35 = 410 \text{ cm}$$

## Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux

La hauteur :

$$L / 15 \leq h_t \leq L / 10 \implies 410 / 15 \leq h_t \leq 410 / 10$$
$$27.33 \leq h_t \leq 41$$

on opte pour une hauteur de  $h = 30 \text{ cm}$

La largeur :

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \implies 12 \leq b \leq 21$$

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

- **Vérification aux exigences du RPA (Art 7.4.1) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 20 \geq 20[\text{cm}] \\ h_t = 30[\text{cm}] > 30[\text{cm}] \text{ .....condition vérifier.} \\ \frac{h_t}{b} = \frac{30}{20} = 1,5[\text{cm}] \end{array} \right.$$

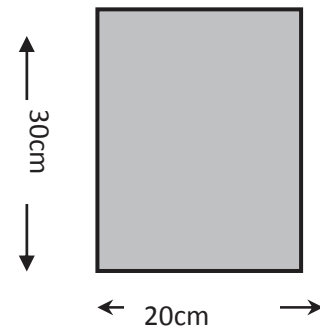


Figure. III-7-1 : Dimensions de la poutre de chaînage

### III.3.1 Dimensionnement du balcon :

L : largeur de balcon  $L=1.40\text{m}$

$e_p$  : épaisseur de balcon  $e_p = 16+4 = 20 \text{ cm}$

### III.3.2. Détermination des charges et surcharges de la console :

Poids propre de la poutre :  $0.2 \times 0.3 \times 25 = 1.5\text{KN/ml}$ .

#### 1) Charges et surcharges de plancher :

$$G=5.34\text{KN/m}^2$$

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

#### 2) charges et surcharges revenant au mur extérieur :

$$G=2.36 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=1 \text{ KN/m}$$

$$G_T=1.5+5.35+2.36=9.2\text{KN/ml}$$

$$Q_T=4.5\text{KN/ml}$$

### 3) Combinaisons de charge :

**a) A l'état limite ultime ELU : (1,35G + 1,5Q)**

-  $q_u = (1,35 \times 9.2 + 1,5 \times 4.5) \times 1 \text{ ml} = 19.17 \text{ KN/ml}$ .

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

-  $q_s = 9.2 + 4.5 = 13.7 \text{ KN/ml}$ .

#### III.3.3. Calcul à l'ELU :

- Calcul des moments fléchissant :

Pour le calcul des moments dans des poutres semi encastéré ; on tiendra compte des coefficients d'ajustement.

en travées:  $M_t = 0.85 \times \frac{q_u l^2}{8} = 0.85 \times \frac{19.17 \times 4.10^2}{8} = 34.23 \text{ KN.m}$ .

Aux appuis :  $M_a = 0.3 \times \frac{q_u l^2}{8} = 0.3 \times \frac{19.17 \times 4.10^2}{8} = 12.08 \text{ KN.m}$ .

- Les réactions d'appuis :

-  $R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{19.17 \times 4.1}{2} = 39.29 \text{ KN}$ .

#### III.3.4. Calcul des armatures à l'ELU :

**En travée**

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{34.23 \times 10^3}{27 \times 27^2 \times 14.2} = 0.223 < \mu_{id} = 0.392$$

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

$$\mu_u = 0.223 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,943$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{34.23 \times 10^5}{0.943 \times 27 \times 348 \times 10^2} = 3.86 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 3HA14 ⇒  $A_{adp} = 4.62 \text{ cm}^2$ , avec un espacement de  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12.08 \times 10^3}{20 \times 27^2 \times 14.2} = 0.058 < \mu_{id} = 0.392$$

## Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux

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

$$\mu_u = 0.058 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,981$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12.08 \times 10^5}{0.981 \times 27 \times 348 \times 10^2} = 1.31 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 3HA10 ⇒  $A_{Ap} = 2.35 \text{ cm}^2$

### III.3.4. Vérification à l'ELU :

#### 1) Condition de non fragilité (Art A.4.3.2.1 BAEL 91 révisé 99) :

Le ferrailage de la console doit satisfaire la *C.N.F* :  $A_{st} \geq A_{st}^{min}$ .

#### Calcul de la section minimale :

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 20 \times 27 \times 2,1}{400} = 0.65 \text{ cm}^2$$

En travée

$$A_{Adopte} = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 0.65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Aux appuis

$$A_{Adopte} = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 0.03 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

#### 2) Vérification des espacements des barres :

Exigence du RPA version 2003 ( Art7.5.2.2) :

En zone nodale (appuis) :

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12 \text{ } \emptyset \text{ cm} \right) = \min(7.5 \text{ cm}; 12 \text{ cm})$$

$$\text{soit } S_t = 7 \text{ cm}$$

En zone courante ( travée) :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \quad \text{soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

**3) Vérification aux cisaillements (Art A 5.1.1 BAEL 91 modifié 99) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_u = q_u \times l = 19.17 \times 1,4 = 26.83 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right)$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{26.83 \times 10}{20 \times 27} = 0.68 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = 0,68 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \end{array} \right. \implies \tau_u < \bar{\tau}_u \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

**4) Vérification d'adhérence des barres (Art A 6.1.1 BAEL 91 révisé 99) :**

L'adhérence des barres doit vérifier la relation :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{sc}$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$  : Coefficient de scellement HA.

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 113 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{26.83 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 113} = 0.97 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.97 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

**5) Influence de l'effort tranchant :**

**a) Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifié 99) :**

$$A \geq T_u + \frac{M_u}{0,9 d} \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A \geq \left( 26.83 + \frac{12.08}{0,9 \times 0,270} \right) \times \frac{1,15}{40} = 2.20 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_a = 3.35 \text{ cm}^2 \\ A = 2.20 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \Longrightarrow A_a > A \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifié 99) :**

On se doit de vérifier la relation :

$$\frac{2 \times T_u}{0,9 b d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \Longrightarrow T_u \leq \frac{0,8 \times 0,9}{2} \times \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b} \rightarrow T_u \leq 0,36 \times \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow 0,36 \times \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b} = 0,36 \times \frac{25 \times 200 \times 270}{1,5} \times 10^{-1} = 324 \text{ KN}$$

$$T_u = 26.83 \text{ KN} < 324 \text{ KN} \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**c) Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifié 99) :**

Longueur de scellement :  $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2.1 = 2,835$$

$$L_s = \frac{400 \times 1}{4 \times 2,835} = 35.27$$

La longueur mesurée hors crochets est au moins égale  $0,4 L_s$  pour les aciers HA

$$L_{ad} = 0,4 L_s = 0,4 \times 35.27 = 14.11 \text{ cm.}$$

Soit  $L_s = 15 \text{ cm.}$

**III.3.5. Vérification à l'ELS :**

Notre élément est exposé aux intempéries et aux infiltrations d'eau, on prend les fissurations comme étant des Fissurations préjudiciable  $n = 1,6$ .

**On doit vérifier que :**

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$  Les contraintes dans les aciers,

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$  Les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left[ \left\{ \frac{2}{3} f_e, \text{Max} \left( \frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right) \right\} \right]$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left[ \left\{ \frac{2}{3} 400, \text{Max} \left( \frac{1}{2} 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) \right\} \right]$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,66 ; \max(200 ; 201,63)) = 201,63 \text{ MPa}$$

En travée :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_t \beta_1 d} \text{ Avec : } A_t = 4.62 \text{ cm}^2 ; M_s = 34.23 \text{ KN m} ; d = 27 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 4.62}{20 \times 27} = 0.8$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 25.98 \\ \beta_1 = 0,878 \end{array} \right\} \text{ à partir des tableaux à l'ELS. } K = \frac{1}{K_1} = 0.038$$

$$\sigma_{st} = \frac{34.23 \times 10^6}{4.62 \times 0,878 \times 270 \times 10^2} = 200.7 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = 200.7 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right. \implies \tau_{st} < \overline{\tau}_{st} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_b = \sigma_{st} \times K = 200.7 \times 0.038 = 7.62 \square 15 \text{ Mpa. ....condition vérifiée}$$

Aux appuis :

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

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.35}{20 \times 27} = 0.34$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

## Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{25.98} = 0,038$$

$$\sigma_{bc} = 0,038 \times 162,91 = 6.2 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 6.2 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right. \implies \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

### Vérification de la flèche (Art B 6.5.2 BAEL 91 modifié 99) :

On doit vérifier que:

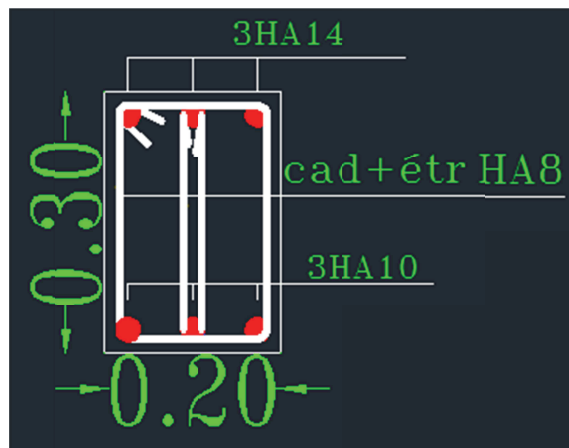
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (a) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \dots\dots\dots (b) \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots (c) \end{array} \right.$$

$$(a) \quad \left\{ \frac{h}{l} = \frac{20}{140} = 0,14 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \right\} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$(b) \quad \left\{ \frac{h}{l} = \frac{20}{140} = 0,14 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{16.37}{10 \times 16.37} = 0,1 \right\} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$(c) \quad \left\{ \frac{A}{bd} = \frac{12.55}{100 \times 18} = 0,007 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \right\} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :** les armatures calculées à l'ELU sont suffisante pour le ferrailage de la poutre.



**III.7.2 : ferrailage de la poutre de chaînage**

### III.4. Escalier

#### III.4.1. Définition :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins qui permettent l'accès vertical entre les différents étages de la structure, ils sont soumis à leurs poids propre et aux surcharges.

Les escaliers sont aussi composés de paliers et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques et calculés à la flexion simple et aussi munis des gardes corps qui assurent la sécurité des personnes .

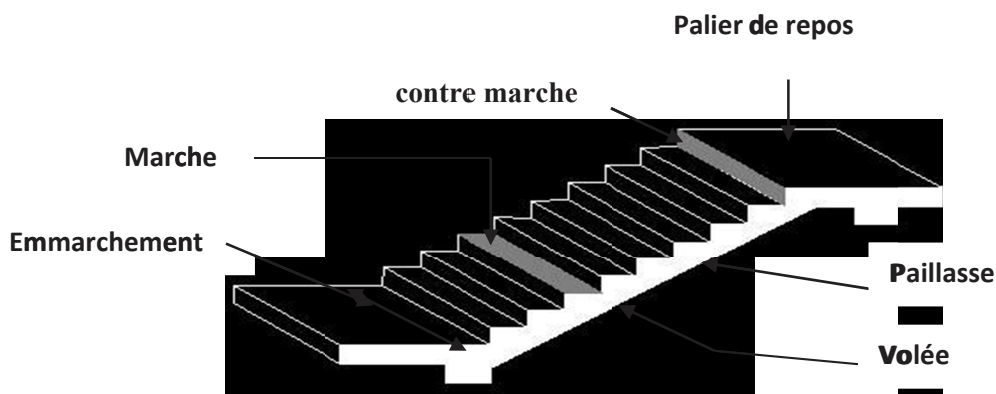


Figure III.4.1: Schéma général d'un escalier

#### Caractéristiques dimensionnelles :

- **Marche** : c'est la partie horizontale qui reçoit le pied (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 :  $n = H/h$ .

## Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux

---

Avec :

« **H** » : hauteur entre deux niveaux consécutifs.

« **h** » : 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 lieu de 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 **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.
- **La pailasse** : est une dalle inclinée en béton armé, elle comporte les marches et contremarches est appelé raideur de l'escalier.

### III.4.2. Cage d'escalier :

#### 1) Dimensionnement :

Les deux volées sont identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée de hauteur de 1.50 m. Pour un bâtiment à usage commerciale, la hauteur des marches est selon la loi de BLONDEL:

**h** : est le plus courant ( $14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$ ).

**g** : est le plus courant ( $59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm}$ ).

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

## Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche (h), le giron(g).
- L'épaisseur de la paillasse (e).

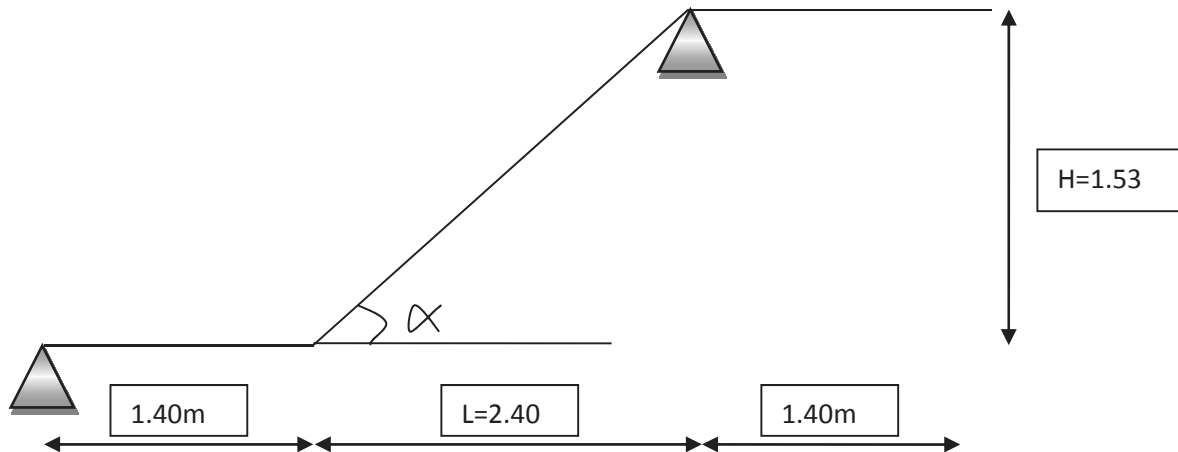


Figure III.4.2 : Schéma statique d'escalier

Pour que l'escalier soit confortable, on prend la hauteur des contres marches :  $h=17\text{cm}$ .

**a) Nombre de contres marches n :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{9 \text{ contres marches.}}$$

**b) Nombre de marche m :**

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{8 \text{ marches}}$$

**c) Le giron g :**

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm.} \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{g = 30 \text{ cm}}$$

**Vérification de la relation de BLONDEL :**

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

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm.}$$

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

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

La ligne de foulée représente la trajectoire que suivra une personne empruntant l'escalier, cette ligne est toujours tracée à 50 [cm] du collet de l'escalier. Sa longueur est :

$$L = g (n-1) = 30 (9-1) = 240 \text{ cm.}$$

#### d) Epaisseur de la pailleasse :

L'épaisseur de la pailleasse ( $e_p$ ) est donnée par la relation :

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

#### Angle d'inclinaison :

$$\text{Tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \quad \rightarrow \quad \alpha = 32.52^\circ$$

$$L_2 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.4}{\cos 32.52} = 2.85\text{m} \quad \quad \quad L_2 = 2.85 \text{ m}$$

**Longueur réelle de la pailleasse:**  $L' = L_1 + L_2 = 1.4 + 2.85 = 4.25 \text{ m.}$   
 **$L' = 4.25 \text{ m}$**

D'où

$$\frac{425}{30} \leq e_p \leq \frac{425}{20} \quad \rightarrow \quad 14.16 \text{ cm} \leq e_p \leq 21.25\text{cm}$$
$$\rightarrow e_p = 20 \text{ cm}$$

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

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

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

## Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux

### a) Les charges permanentes :

#### Le palier :

##### Poids des revêtements

Désignation	Epaisseur (m)	P (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m)
<b>Enduit Ciment</b>	<b>0.02</b>	<b>22</b>	<b>0.44</b>
<b>Carrelage</b>	<b>0.02</b>	<b>22</b>	<b>0.44</b>
<b>Mortier de pose</b>	<b>0.02</b>	<b>20</b>	<b>0.40</b>
<b>Lit de sable</b>	<b>0.02</b>	<b>18</b>	<b>0.36</b>

$$G=1.64\text{kN/m}$$

Poids propre de palier :  $G=25 \times 0.2 \times 1 = 5 \text{ KN/ml}$

$$G_{P \text{ total}} = 5 + 1.64 = 6.64 \text{ KN/ml}$$

#### Volée :

Poids propre de la paillasse :

$$G_{\text{paill}} = \frac{25 \times 0.2}{\cos 32.52} = 5.93 \text{ KN/ml}$$

Poids de la marche :

$$G_{\text{marche}} = 25 \times \frac{0.17}{2} \times 1\text{m} = 2.125 \text{ KN/ml}$$

#### La paillasse :

Désignation	Epaisseur (m)	P (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/ml)
<b>Enduit Ciment</b>	<b>0.02</b>	<b>18</b>	<b>0.36</b>
<b>Mortier de pose</b>	<b>0.02</b>	<b>20</b>	<b>0.4</b>
<b>Carrelage</b>	<b>0.02</b>	<b>20</b>	<b>0.4</b>
<b>Lit de sable</b>	<b>0.02</b>	<b>18</b>	<b>0.36</b>
<b>Marche</b>	<b>0.17/2=0.085</b>	<b>25</b>	<b>2.125</b>
<b>Garde corps</b>	<b>0.1</b>	<b>/</b>	<b>0.2</b>
<b>Paillasse</b>	<b><math>E_p/\cos\alpha=0.314</math></b>	<b>25</b>	<b>5.93</b>

$$G_{V \text{ total}} = 9.775 \text{ kN/ml}$$

Tableau III.4.1 : Charges permanentes de la volée

### b) Les surcharges d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 est :

$$Q = 2.5 \times 1 \text{ m} = 2.5 \text{ kN/ml}$$

### 3) Calcul à l'ELU :

- **Combinaison des charges :**

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

**Palier :**  $q_u^p = (1.35 \times 6.64 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 12.71 \text{KN / ml.}$

**Volée :**  $q_u^v = (1.35 \times 9.775 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 16.95 \text{KN / ml.}$

#### La charge concentrée :

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

$$P = (3.06 - 0.20) \times 2.36 \times 1 \text{ m}$$

$$= 6.75 \text{ KN.}$$

$$p_u = 1.35 \times 6.75 = 9.11 \text{ KN.}$$

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

**Palier :**  $q_s^p = (6.64 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 9.14 \text{ KN / ml.}$

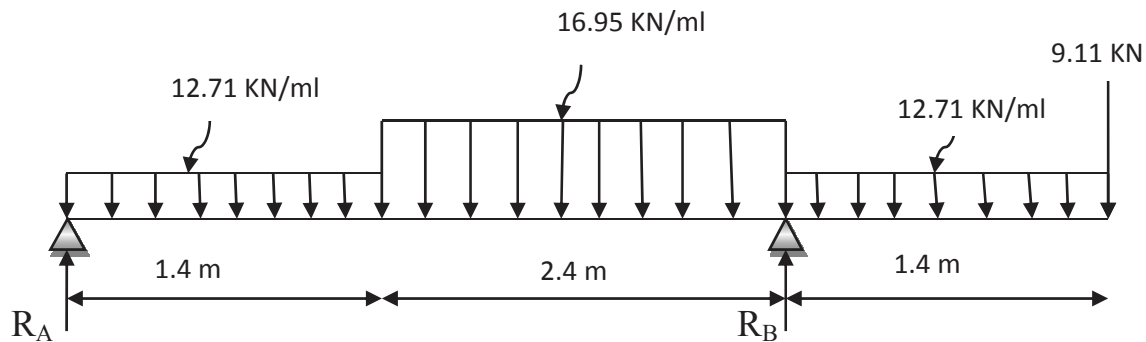
**Volée :**  $q_s^v = (9.775 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 12.28 \text{ KN / ml.}$

**Mur extérieure : P = 6.75 KN.**

- **Calcul des moments et effort tranchant à l'ELU**

Pour déterminer les efforts internes dans les escaliers on fera référence aux méthodes de calcul de la RDM :

En prenant l'ensemble (paillasse + paliers) comme une poutre reposant sur deux appuis simples et en considérant la projection horizontal de la charge (q) sur la paillasse d'une portée projetée  $L_p = 2.4 \text{ m.}$



**Figure III.4.3** : schéma statique d'escalier

- **Les réactions aux appuis :**

$$\Sigma F_y = 0 ;$$

$$R_A + R_B - [(12.71 \times 1.4) + (16.95 \times 2.40) + (12.71 \times 1.4) + 9.11] = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = \mathbf{85.38 \text{ KN /ml}}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$3.8 R_B - 9.11 \times 5.2 - 12.71 \times 1.4 \times 4.5 - 16.95 \times 2.4 \times 2.6 - 12.71 \times 1.4 \times 0.7 = 0$$

$$\mathbf{R_B = 64.65 \text{ KN/ml}}$$

$$R_A + R_B = 85.38 \text{ KN/ml} \quad \Longrightarrow \quad R_A = 85.38 - 64.65$$

$$\mathbf{R_A = 20.73 \text{ KN/ml}}$$

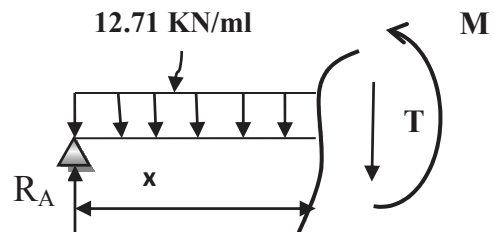
- **Calcul des efforts internes:**

**Tronçon 1**       $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$

$$\mathbf{T(x) = 20.73 - 12.71x}$$

$$x = 0 \quad T(0) = 20.73 \text{ KN}$$

$$x = 1.4 \quad T(1.4) = 2.93 \text{ KN}$$



$$\mathbf{M(x) = 20.73x - 12.71 \frac{x^2}{2}}$$

$$x=0 \quad M(0) = 0$$

$$x=1.4 \quad M(1.4) = 16.56 \text{ KN.m}$$

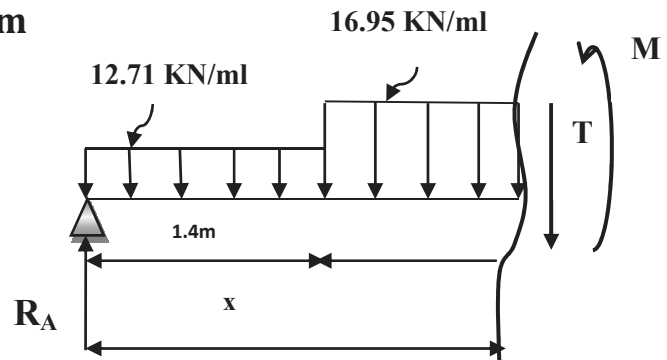
## Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux

**Tronçon 2 :  $1.4 \leq x \leq 3.8 \text{ m}$**

$$T(x) = 2.936 - 16.95(x-1.4)$$

$$x = 1.4 \quad T(1.4) = 2.936 \text{ KN}$$

$$x = 3.8 \quad T(3.8) = -37.74 \text{ KN}$$



$$M(x) = -8.475x^2 + 26.666x - 4.155$$

$$X = 1.4 \quad M(1.4) = 16.56 \text{ KN.m}$$

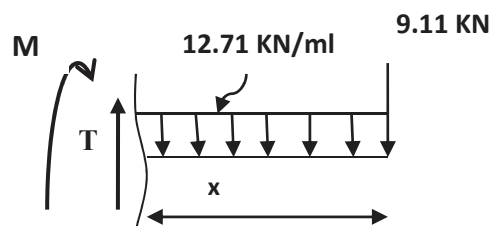
$$X = 3.8 \quad M(3.8) = -25.21 \text{ KN.m.}$$

**Tronçon 3 :  $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$**

$$T(x) = 12.71x + 9.11$$

$$x = 0 \quad T(0) = 9.11 \text{ KN}$$

$$x = 1.4 \quad T(1.4) = 26.90 \text{ KN}$$



$$M(x) = -12.71 \frac{x^2}{2} - 9.11x$$

$$X = 0 \quad M(0) = 0$$

$$X = 1.4 \quad M(1.4) = -25.21 \text{ KN.m}$$

Tronçon (m)	X (m)	T <sub>y</sub> (KN)	M <sub>z</sub> (KN.m)
$0 \leq x \leq 1.4$	0	20.73	0
	1.4	2.93	16.56
$1.4 \leq x \leq 3.8$	1.4	2.93	16.56
	3.8	-37.75	-25.21
$0 \leq x \leq 1.4$	0	9.11	0
	1.4	26.90	-25.21

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

---

**Remarque :** Compte tenu du semi encastrement à l'extrémité de l'appui ( A ), on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau de l'appui (A) et en travée.

$$\frac{d M_z (x)}{dx} = 0$$

$$12.71x - 20.73 = 0 \quad \Longrightarrow \quad X = 1.63 \text{ m} \quad \text{Donc :}$$
$$M_{z \max} = 20.73x - 12.71 \frac{x^2}{2} \quad \Longrightarrow \quad M_{z \max} = 16.20 \text{ KN.m}$$

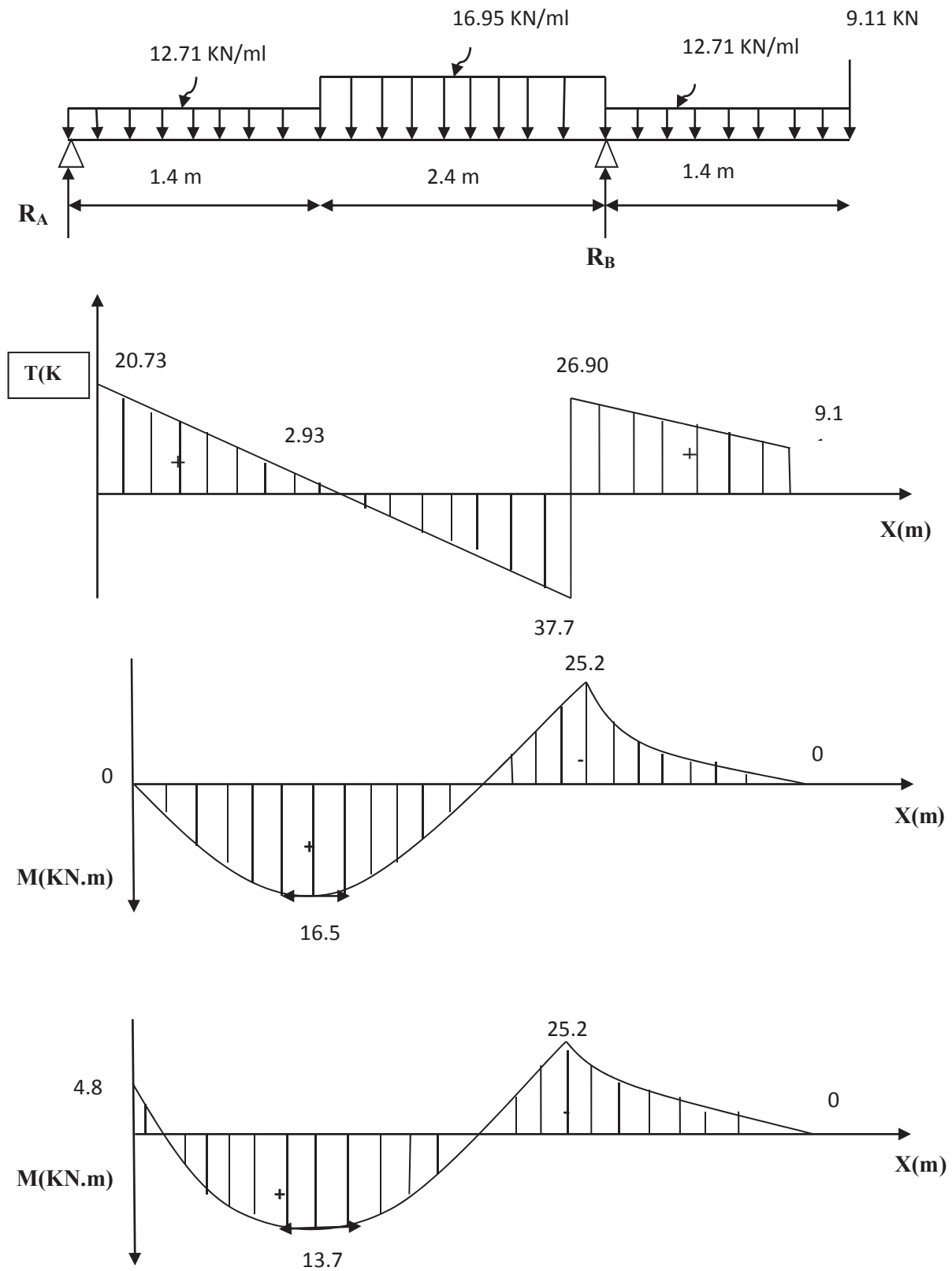
$$M_{A \text{ appui}} = - 0.3 \times 16.20 = - 4.86 \text{ KN.m}$$

$$M_{T \text{ travée}} = 0.85 \times 16.20 = 13.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{B \text{ appui}} = -25.021 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{consol}} = 25.21 \text{ KN.m}$$

## Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux



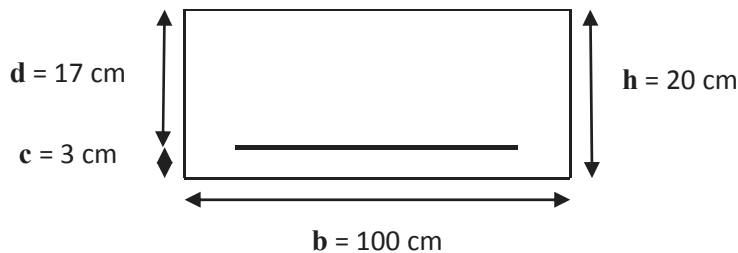
**Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU**

## Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux

### .Calcul des armatures :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont :

$b = 100 \text{ cm}$ ;  $h = 20 \text{ cm}$ ;  $c = 3 \text{ cm}$ ;  $d = 17 \text{ cm}$ .



#### a) Aux appuis :

**Appui A :  $M_A = 4.86 \text{ KN.m}$ .**

##### ➤ Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{M_A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4.86 \cdot 10^3}{100 \times (17)^2 \times 14.2} = 0.012$$

$$\mu_a = 0.012 < \mu_1 = 0.392$$

⇒ La section est simplement armée.

$$\mu_a = 0.012 \Rightarrow \beta_1 = 0.994$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4.86 \times 10^3}{0.994 \times 17 \times 348} = 0.83 \text{ cm}^2$$

$A_a = 5\text{HA}10/\text{ml} = 3.92 \text{ cm}^2$  avec un espacement de :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

##### ➤ Armatures de répartition :

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

Soit :  $A_r = 5\text{HA}10 / \text{ml} = 3.92 \text{ cm}^2$  ; avec un espacement de  $S_t = 20 \text{ cm}$

**Appui B :  $M_B = 25.21 \text{ KN.m}$ .**

##### ➤ Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{M_B}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{25.21 \times 10^3}{100 \times (17)^2 \times 14.2} = 0.06$$

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

$$\mu_a = 0.06 < \mu_l = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.06 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0.997$$

$$A_b = \frac{M_B}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{25.21 \times 10^3}{0.997 \times 17 \times 348} = 4.27 \text{ cm}^2$$

$$A_b = 5\text{HA}12 / \text{ml} = 5.65 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{avec un espacement de } S_t = 20 \text{ cm.}$$

#### ➤ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.4125 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 5\text{HA}10 / \text{ml} = 3.92 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{avec un espacement de } S_t = 20 \text{ cm.}$$

#### En travée :

$$M_t = 13.77 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{13.77 \times 10^3}{100 \times (17)^2 \times 14.2} = 0.034$$

$$\mu_t = 0.03 < \mu_l = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_t = 0.034 \quad \beta_1 = 0.983$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{13.77 \times 10^3}{0.983 \times 17 \times 348} = 2.37 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 5\text{HA}10 / \text{ml} = 3.92 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{avec un espacement de } S_t = 20 \text{ cm.}$$

#### Armatures de répartition :

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

$$\text{Soit : } A_{rt} = 4\text{HA}10 / \text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{avec un espacement de } S_t = 25 \text{ cm.}$$

**4) Vérification à l'ELU :**

**Condition de non fragilité (BEAL 91 modifié 99 / Art. A.4.2.1):**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 100 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 2.05 \text{ Cm}^2$$

**a) Aux appuis :**

$$A_A = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.05 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_B = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.05 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**b) En travées :**

$$A_t = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.05 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Espacement des barres :**

**Armatures principales :**

$$S_t \max = 20 \text{ cm} < \text{Min} \{3 \text{ h}, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \text{ condition vérifiée.}$$

**Armatures répartitions :**

$$S_t \max = 25 < \text{Min} \{4 \text{ h}, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 99, Art-5.1.2.1) :**

**On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$**

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{bd} = \frac{37.75 \times 1000}{1000 \times 170} = 0.10 \text{ MPa}$$

Avec  $T_{\text{umax}}$  : effort tranchant maximal

$$T_{\text{umax}} = 37.75 \text{ KN}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{3,33; 5 \text{ MPa}\}$$

## Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Le béton seul suffit pour reprendre le cisaillement.

### Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : BAEL 99, Art 5-1-313

#### ❖ Influence sur le béton :

$$V_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_s} \text{ avec : } a = 0,9d$$

$$V_u = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 17 \times 10}{1,5} = 1020 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 31.758 < 1020 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

#### ❖ Influence sur Les armatures:

Il faut avoir :

$$A_b \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left( V_u^{\max} + \frac{Mb}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left( 37.75 + \frac{(-25.21) \times 10^2}{0,9 \times 17} \right) = -0,365 \text{ cm}^2$$

$$A_b = 5.65 \text{ cm}^2 \geq -0.365 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

### Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

#### Appui A :

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\Psi_s = 1,5$  : Coefficient scellement HA.

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3,14 \times 1 = 15,7 \text{ cm}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9d\sum U_i} = \frac{20.73 \times 10^3}{0.9 \times 170 \times 15.7 \times 10} = 0.86 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.86 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  condition est vérifiée.  
Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

**Appui B :**

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{37.75 \times 1000}{0.9 \times 130 \times 18.84 \times 10} = 1.71 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1.71 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

**Ancrage des barres aux appuis : (BAEL91 modifié 99, Art A6.1.2.1) :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \phi \text{ cm}$$

**Appui A :**  $L_s = 35.27 \times 1 = 35.27 \text{ cm}$

**Appui B :**  $L_s = 35.27 \times 1.2 = 42.32 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre dans laquelle les barres sont ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochet est :

$$L_a = 0.4 L_s$$

Appui A :  $L_a = 0.4 \times 35.27 = 14.11 \text{ cm}$  on prend  $L_a = 15 \text{ cm}$ .

Appui B :  $L_b = 0.4 \times 42.32 = 16.92 \text{ cm}$  on prend  $L_b = 20 \text{ cm}$ .

5) Calcul des moments et effort tranchant a l'ELS :

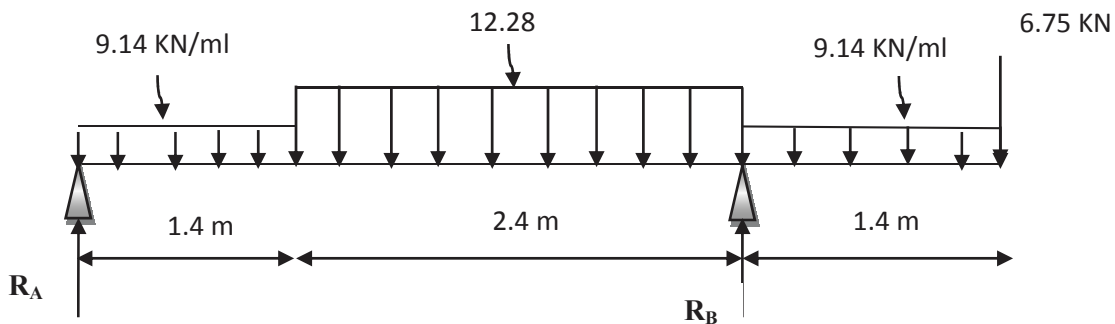


Figure III.4.5 : Schéma statique d'escalier a l'ELS.

• Les réactions aux appuis :

D'après les formules de la RDM :

$$\Sigma F = 0$$

$$R_A + R_B = (9.14 \times 1.4) + (12.28 \times 2.40) + (9.14 \times 1.4) + 6.75$$

$$R_A + R_B = 61.81 \text{ kN}$$

$$\Sigma M / A = 0 ; \quad R_B = 46.91 \text{ kN.}; \quad R_A = 14.9 \text{ kN.}$$

Calcul des efforts internes:

Tronçon 1:  $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$

$$T(X) = 14.9 - 9.14(x).$$

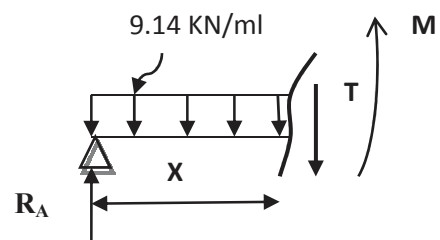
$$x=0 \quad T(0) = 14.9 \text{ kN.}$$

$$x= 1.4 \quad T(1.4) = 2.104 \text{ kN.}$$

$$M(X) = 14.9(x) - 9.14 \frac{x^2}{2}$$

$$X = 0 \quad M(0) = 0$$

$$X= 1.4 \quad M(1.4) = 11.90 \text{ kN.m}$$



## Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux

**Tronçon 2 :  $1.4\text{m} \leq x \leq 3.8\text{m}$**

$$T(X) = 2.104 - 12.28(x-1.4)$$

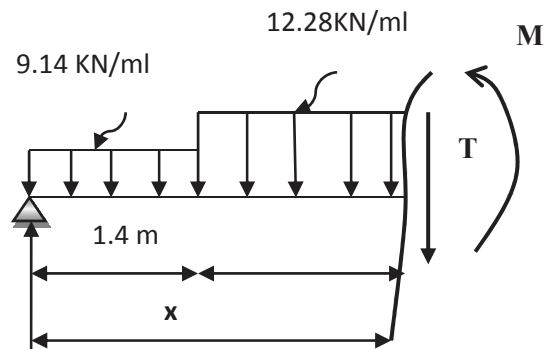
$$x=1.4\text{ m} \quad T(1.4) = 2.104\text{ KN}$$

$$x= 3.8\text{ m} \quad T(3.8) = -27.38\text{ KN}$$

$$M(x) = -6.14 x^2 + 19.296x - 3.077 \quad R_A$$

$$X= 1.4\text{m} \quad M(1.4) = 11.90\text{ KN.m}$$

$$X= 3.8 \quad M(3.8) = -18.41\text{ KN.m}$$



**Tronçon 3:  $0 \leq x \leq 1.4\text{m}$**

$$T(x) = 6.75 + 9.14(x)$$

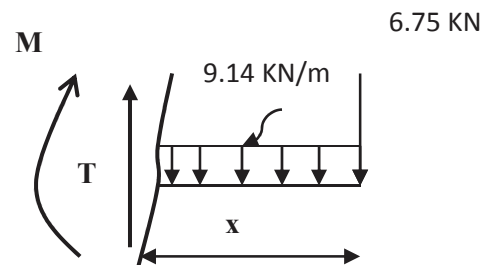
$$x=0 \quad T(0) = 6.75\text{ KN}$$

$$x= 1.4 \quad T(1.4) = 19.55\text{ KN.}$$

$$M(x) = -6.75(x) - 9.14 \frac{x^2}{2}$$

$$X = 0 \quad M(0) = 0$$

$$X = 1.4 \quad M(1.4) = -18.41\text{ KN.m}$$



Tronçon (m)	X (m)	T <sub>y</sub> (KN)	M <sub>z</sub> (KN.m)
$0 \leq x \leq 1.4$	0	14.9	0
	1.4	2.104	11.90
$1.4 \leq x \leq 3.8$	1.4	2.104	11.90
	3.8	-27.38	-18.41
$0 \leq x \leq 1.4$	0	6.75	0
	1.4	19.55	-18.41

## Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux

---

### Remarque :

Compte tenu du semi encastrement a l'extrémité de l'appui ( A ), on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau de l'appui (A) et en travée.

$$\frac{d M_z (x)}{dx} = 0$$

$$14.9 - 9.14x = 0 \quad \Longrightarrow \quad X = 1.63 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_{z \max} = 14.9x - 9.14 \frac{x^2}{2} \quad \Longrightarrow \quad M_{z \max} = 12.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{A \text{ appui}} = -0.3 \times 12.14 = -3.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{T \text{ travée}} = 0.85 \times 12.14 = 10.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{B \text{ appui}} = -18.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{consol}} = 18.41 \text{ KN.m}$$

## Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux

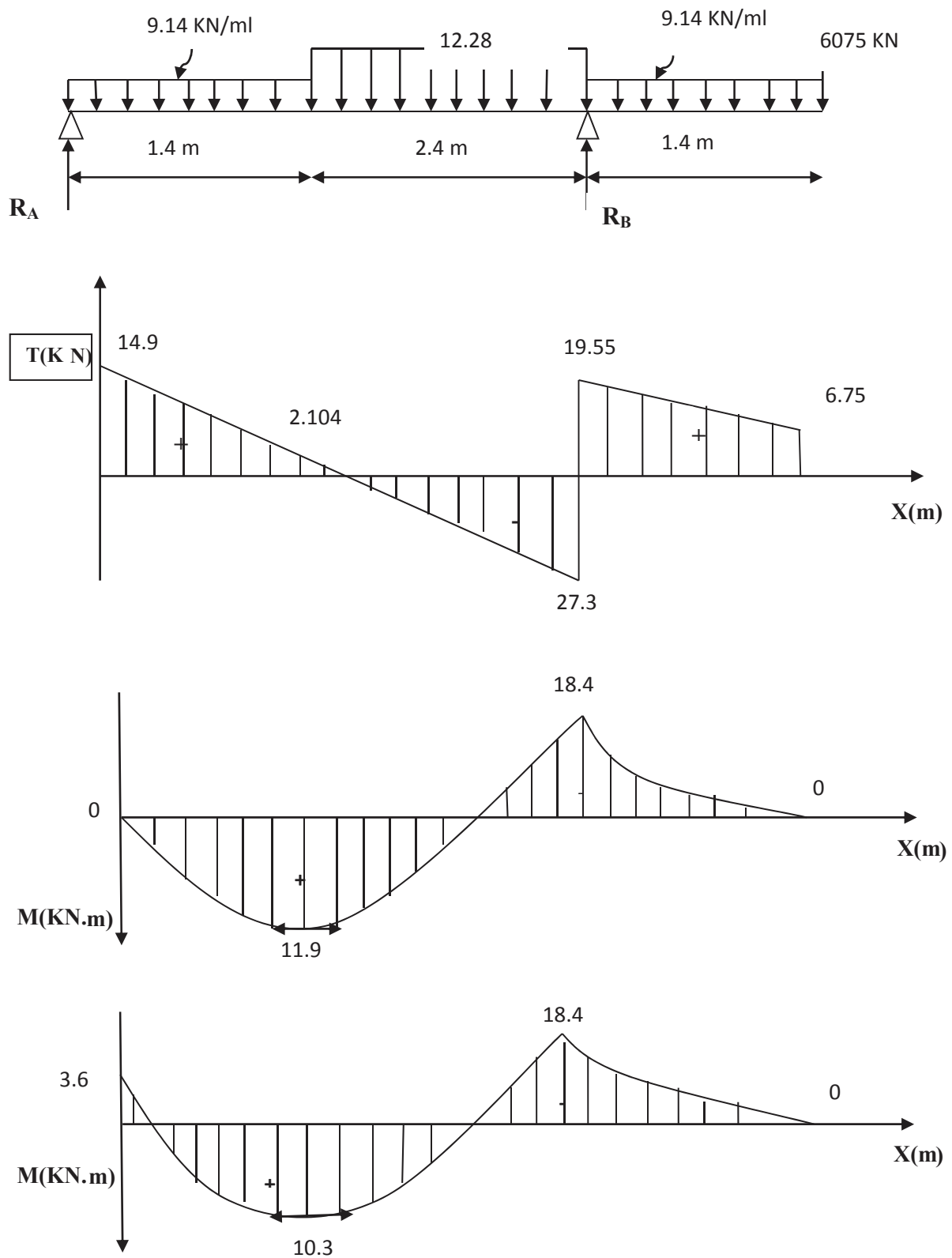


Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELS

### 6) Vérifications à l'ELS :

#### Contrainte de compression dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\begin{array}{l} \text{Dans le béton} \\ \text{Dans l'acier} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \\ \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

#### ❖ Aux appuis :

#### Appui A :

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 17} = 0,231$$

$$\rho = 0,231 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,923 \\ K = 0.020 \end{cases}$$

#### La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{3.64 \times 10^3}{0,923 \times 17 \times 3.92} = 59.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 59.18 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0.020 \times 59.18 = 1.18 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### Appui B :

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 17} = 0,332$$

$$\rho = 0,332 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,910 \\ K = 0.024 \end{cases}$$

### La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{bs}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{18.41 \times 10^3}{0,899 \times 17 \times 5.65} = 210.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 210.63 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0.024 \times 210.63 = 5.06 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### ❖ En travée :

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 17} = 0,231$$

$$\rho = 0,231 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,923 \\ K = 0.020 \end{cases}$$

### La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{10.32 \times 10^3}{0,914 \times 17 \times 3.92} = 167.78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 167.078 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### La contrainte dans béton :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0.020 \times 167.78 = 3.36 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### Etat limite de déformation :

#### a) Vérification de la flèche :

- Pour la pailleasse :

Les règles (Art. A.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 :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} ; \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{425} = 0.047 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

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

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :  $q_s = 12.28 \text{ KN/ml}$ .

$E_v$  : Module de déformation différée.

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

$I_{fv}$  : moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité.

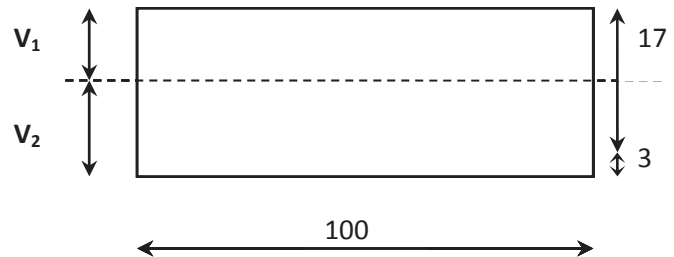
$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu}$$

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

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

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times (20)^2}{2} + (15 \times 3.92 \times 17) = 20999.6 \text{ cm}^3$$

$B_0$  : surface de la section homogène.



## Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 20) + (15 \times 3.92) = 2058.8 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{20999.6}{2058.8} = 10.20 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.20 = 9.8 \text{ cm.}$$

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

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A \times (V_2 - c)^2 = 29836.6035 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = \frac{100}{3} [(10.20)^3 + (9.8)^3] + 15 \times 3.92 \times (9.8 - 3)^2$$

$$I_0 = 68435.34 \text{ cm}^4$$

**Calcul des coefficients  $\lambda$  et  $\mu$  :**

$$\lambda = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\varphi(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.0023(2 + \frac{3 \times 100}{100})} = 3.65$$

$$\mu = \max(1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \varphi \times \sigma_{st} + f_{t28}}; 0)$$

$$\mu = \max(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0023 \times 167.78 + 2.1}; 0)$$

$$\mu = \max(-0.008; 0)$$

$$\mu = 0$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12.28 \times 10^3 \times 4.25^4}{10818.8610^6 \times 75278.844 \times 10^{-8}} = 0.006 \text{ cm}$$

$$f = 0.006 < \bar{f} = \frac{425}{500} = 0.85 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifié.}$$

### • La console :

Les règles (Art. A.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 :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{20}{140} = 0.142 \geq 0.0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifié.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad ; \quad \frac{20}{140} = 0.142 \geq \frac{10.31}{10 \times 12.13} = 0.084 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifié.}$$

## Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{3.92}{100 \times 17} = 0.002 \leq 0.01 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

On remarque que toutes les conditions précédentes sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est nécessaire.

### Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures : BAEL 91/modifié 99, Art A.5.34

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire.

### Résultats :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

**Appui A** : 5HA10/ 3.92 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 20 cm.

**Appui B** : 5HA12/ 5.65 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 20 cm.

**Travée** : 5HA10/ 3.92 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 20 cm.

### III.5. Calcul de la poutre palière :

#### 1) Pré dimensionnement :

##### a) Hauteur :

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

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

$h_t$  : hauteur de la poutre.

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

$$L_{\max} = 345 - 25 = 320 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \frac{320}{15} \leq h_t \leq \frac{320}{10} \quad \Longrightarrow \quad 21.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 32 \text{ cm}$$

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

##### b) Largeur :

La largeur de la poutre palière est donnée par :

## Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \quad \Longrightarrow \quad 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ m}$$

Selon le RPA :  $b \geq 20 \text{ cm}$   $\Longrightarrow$  On opte pour  $b = 25 \text{ cm}$

### Vérification des conditions du RPA :

$$\left. \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = \frac{35}{30} = 1.2 \leq 4 \end{array} \right\} \text{ Toutes les conditions sont vérifiées.}$$

### 2) Détermination des charges et surcharge :

#### Poids propre de la poutre :

$$G = 25 \times 0.25 \times 0.30 = 1.875 \text{ KN/ml}$$

#### Réaction d'appuis du palier :

$$\text{ELU: } R_B^u = 64.65 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } R_B^s = 46.91 \text{ KN}$$

#### Combinaison des charges et surcharge:

$$\begin{aligned} \text{ELU: } q_u &= 1.35 G + \frac{2T_u}{L} \\ &= 1.35 \times 1.875 + \frac{2 \times 64.65}{3.45} = 40,01 \text{ KN.} \end{aligned}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + \frac{2 \times T_s}{L} = 1.875 + \frac{2 \times 46.91}{3.45} = 29.07 \text{ KN.}$$

### 3) Calcul à l'ELU :

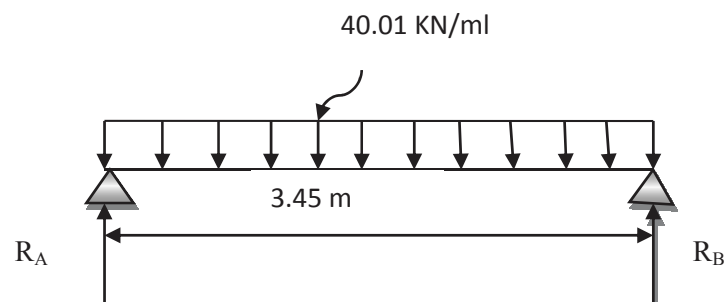


Schéma statique de la poutre

### Réaction d'appuis :

$$\sum F = 0 \quad R_A + R_B = 138.03 \text{ KN}$$

$$\sum M / B = 0 \quad R_A = 69.02 \text{ KN}$$

$$R_B = 69.02 \text{ KN.}$$

### Effort tranchant:

$$T_U = T_{U\max} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{40.01 \times 3.45}{2} = 69.02 \text{ KN.}$$

$$T_U = \mathbf{69.02 \text{ KN.}}$$

### Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{40.01 \times (3.45)^2}{8} = 59.53 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \mathbf{59.53 \text{ KN.m}}$$

### Moment corrigé :

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 59.53 = 50.6 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \mathbf{50.6 \text{ KN.m}}$$

$$\text{appuis : } M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 59.53 = -17.86 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \mathbf{-17.86 \text{ KN.m.}}$$

## Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux

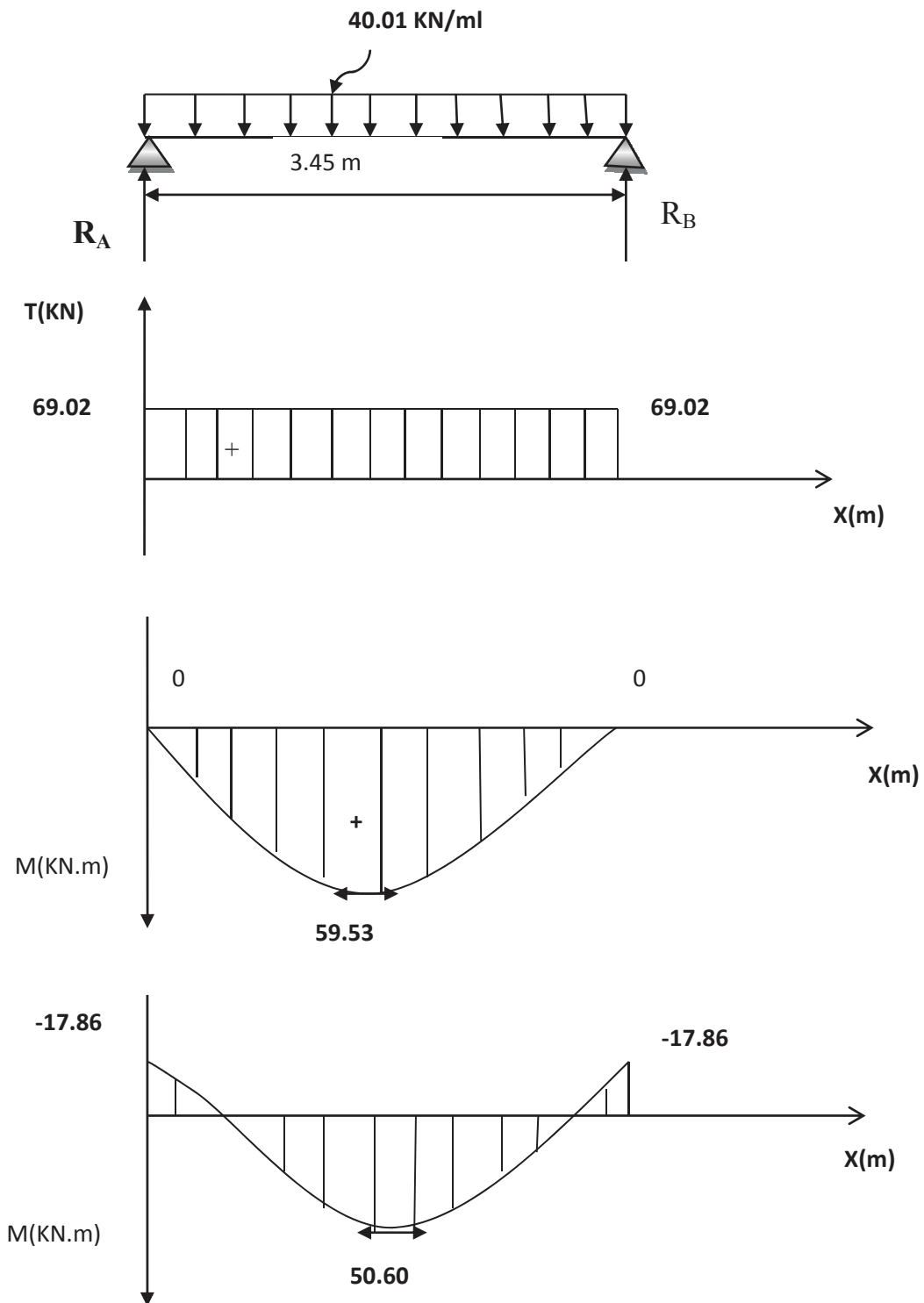


Diagramme des moments et de l'effort tranchant à l'ELU

**Ferrailage à ELU :**

**a) Armatures principales (longitudinal) :**

**En travée :**

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{50.60 \times 10^3}{25 \times (27)^2 \times 14.2} = 0.196$$

$$\mu_t = 0.196 < \mu_l = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.196 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0.890$$

$$A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{50.60 \times 10^3}{0.890 \times 27 \times 348} = 6.05 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte : 6HA12} \quad \Longrightarrow \quad A = 6.78 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{17.86 \times 10^3}{25 \times (27)^2 \times 14.2} = 0.070$$

$$\mu_a = 0.070 < \mu_l = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA.}$$

$$\mu_a = 0.070 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0.964$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{30.43 \times 10^3}{0.964 \times 32 \times 348} = 2.87 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour : 3HA12} \quad \Longrightarrow \quad A = 3.39 \text{ cm}^2$$

**Vérification de non fragilité : BAEL 99 (Art A-4-2-1).**

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.815 \text{ cm}^2$$

Aux appuis  $A_a: 3.39 \text{ cm}^2 > 0.815 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ CV}$

En travée  $A_t: 9.05 \text{ cm}^2 > 0.815 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ CV}$

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

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \theta = 6 \times 3.14 \times 12 = 226.08$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0.9 \times d \times \sum u_i} = \frac{69.02 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 226.08} = 1.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ CV.}$$

Donc il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

#### Encrage des barres :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{su} = 0.6 \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 2.835 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ CV.}$$

#### Longueur de scellement droite (BAEL 99 Art A-6-1-2-3)

$$L_s = \frac{\theta \times f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.328 \text{ cm}$$

#### Vérification de l'effort tranchant : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{69.02 \times 10^3}{250 \times 270} = 1.02 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{tj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$= \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$= \min \{ 3.33 ; 5 \text{ MPa} \}$$

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

$$\tau_u = 1.02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

#### Influence de l'effort tranchant sur le béton

(Art A-5-4-321 /BAEL 91 modifié 99) :

$$\tau_u \leq 0.4 \cdot b \cdot a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :  $a = 0.9d$

$$\tau_u^{\max} \leq 0.4 \times 0.25 \times 0.9 \times 0.27 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5}$$

$$\leq 405 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 69.02 \text{ KN} \leq \tau_u^{\max} = 405 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

### Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A-5-4-321/BAEL 91 modifié 99).

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400 \times 10^2} \left( 69.02 \times 10^3 + \frac{(-17.86 \times 10^3)}{0.9 \times 27} \right)$$

$$A_a \geq 1.96 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 \geq 1.96 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \quad \text{CV}$$

### b) es armatures transversales (BAEL 91 modifié 99 /Art 7-22) :

$$\theta_t \leq \min\left(\theta; \frac{b}{10}; \frac{h}{35}\right)$$

$$\theta_t \leq \min(12; 25; 8.57)$$

$$\theta_t = 8 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en **HA8**.

### Espacement :

D'après le RPA 2003 Art 7-5-2-2) l'espacement est donnée selon les deux zones :

### En zone nodal (aux appuis) :

$$L' = 2h = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\theta\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}; 12 \times 1.2\right)$$

$$S_t \leq \min(7.5; 14.4)$$

Soit:  $S_t = 7 \text{ cm}$ .

### En zone courante (en travée):

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

Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$

### Remarque :

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus de nu de l'appui ou de l'encastrement.

### 4) Calcul à l'ELS :

Réactions d'appuis :

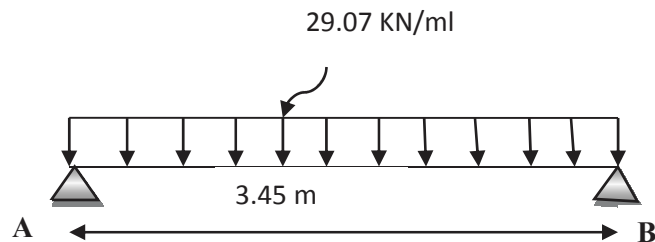


Schéma statique de la poutre :

$$\sum F = 0 \quad R_A + R_B = 100.29 \text{ KN}$$

$$\sum M / B = 0 \quad R_A = 50.145 \text{ KN}$$

$$R_B = 50.145 \text{ KN.}$$

### Effort tranchant:

$$T_s = T_{s \text{ max}} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{29.07 \times 3.45}{2} = 50.145 \text{ KN.}$$

$$T_s = \mathbf{50.145 \text{ KN.}}$$

### Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{29.07 \times (3.45)^2}{8} = 43.25 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \mathbf{43.25 \text{ KN.m}}$$

### Moment corrigé :

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 43.25 = 36.76 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \mathbf{36.76 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Eaux appuis : } M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 43.25 = -12.97 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \mathbf{-12.97 \text{ KN.m.}}$$

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

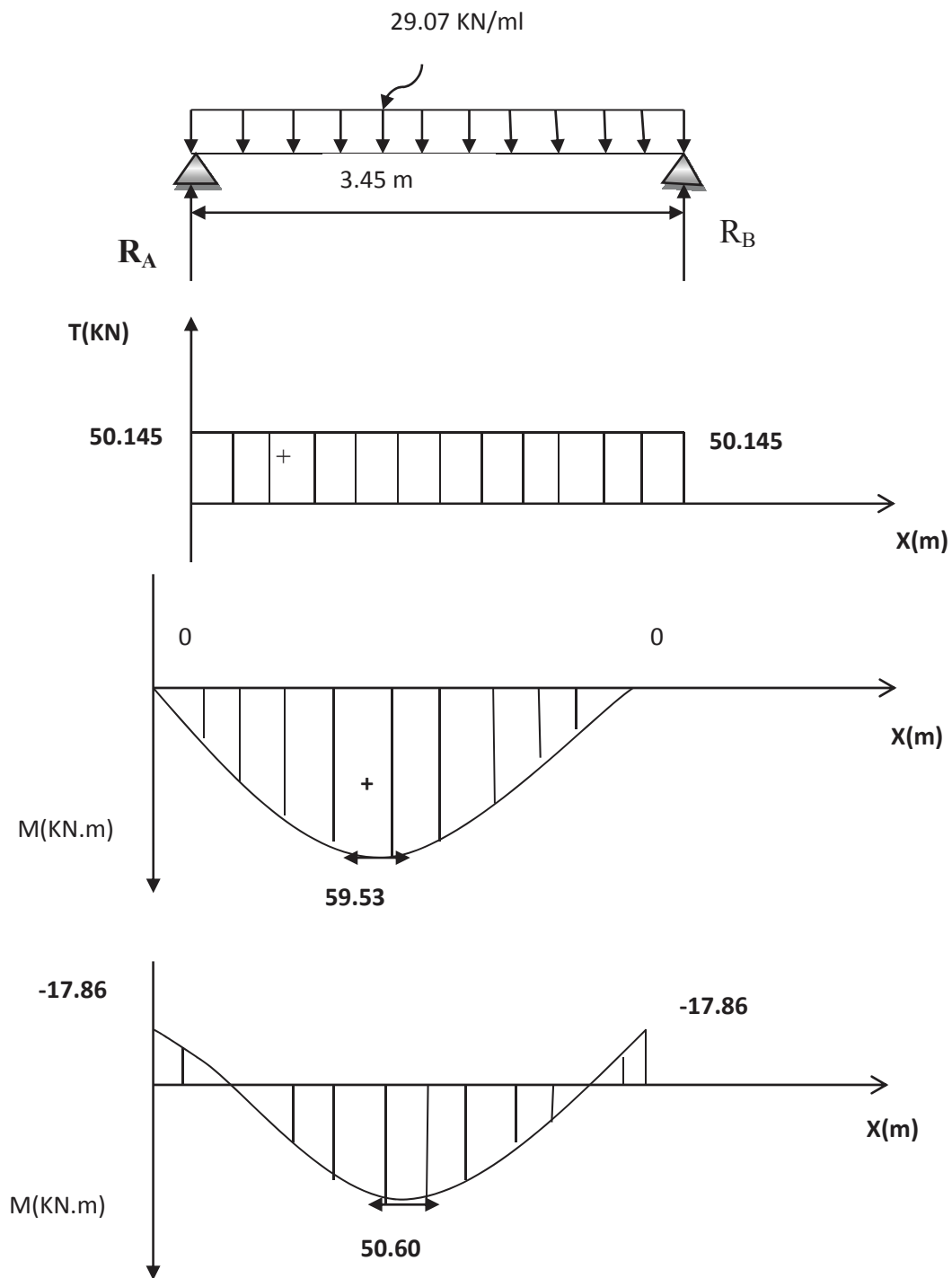


Diagramme des moments et de l'effort tranchant a l'ELS

### Vérification à l'ELS :

Etat limite d'ouverture des fissurations (Art A-5-3-2/BAEL 99) :

Dans notre cas la fissuration est considérée peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

Etat limite de résistance de béton à la compression (Art A-4-5-2/BAEL 99) :

On doit vérifier que :

$$\begin{array}{l} \text{Dans le béton} \\ \text{Dans l'acier} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \\ \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

- Aux appuis :

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 30} = 0,452$$

$$\rho = 0,452 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,898 \\ K = 0,029 \end{cases}$$

**La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{12.97 \times 10^3}{0,898 \times 27 \times 3.39} = 157.80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 157.80 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \quad \text{CV}$$

## Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux

### La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0.029 \times 157.80 = 4.58 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

#### - En travée :

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 27} = 0,251$$

$$\rho = 0,251 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,920 \\ K = 0.021 \end{cases}$$

### La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{36.76 \times 10^3}{0,920 \times 27 \times 6.78} = 218.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 218.27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

### La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0.021 \times 218.27 = 4.58 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

### Etat limite de déformation :

### Vérification de la flèche :

Les règles (Art. A.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 :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} ; \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \quad \frac{30}{345} = 0.087 \geq 0.0625 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} ; \quad \frac{30}{345} = 0.087 \geq \frac{36.76}{10 \times 43.25} = 0.085 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} ; \quad \frac{6,78}{25 \times 27} = 0.0100 \leq 0.0105 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

On remarque que toutes les conditions précédentes sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est nécessaire.

### Résultats :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Appuis : } 3\text{HA}12 / A = 3.39 \text{ cm}^2 \quad S_T = 7 \text{ cm.} \\ \text{Travée : } 6\text{HA}12 / A = 6,78 \text{ cm}^2 \quad S_T = 15 \text{ cm.} \\ \text{Cadres et étriers HA8.} \end{array} \right.$$

### III.6. Calcul de la salle machine :

#### Introduction :

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant des niveaux définis. Il comporte une cabine dont les dimensions et la constitution permettent manifestement l'accès à des personnes, se déplaçant le long de guides verticaux.

L'ascenseur est composé des trois composantes essentielles suivantes :

- Le treuil de levage et sa poulie,
- La cabine ou la benne,
- Le contre poids.

Le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions :  $(1.35 \times 1.4) \text{ m}^2$ , appuyée sur ses 4 cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à **09** tonnes, répartie sur une surface de  $(1 \times 1) \text{ m}^2$  transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de **PIGEAUD**, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

#### III.6.1. Dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{135}{30} = 4.5 \text{ cm}$$

$h_t$  : doit être au moins égale à 12 cm (**RPA99** version **2003**) → Soit  $h_t = 15 \text{ cm}$ .

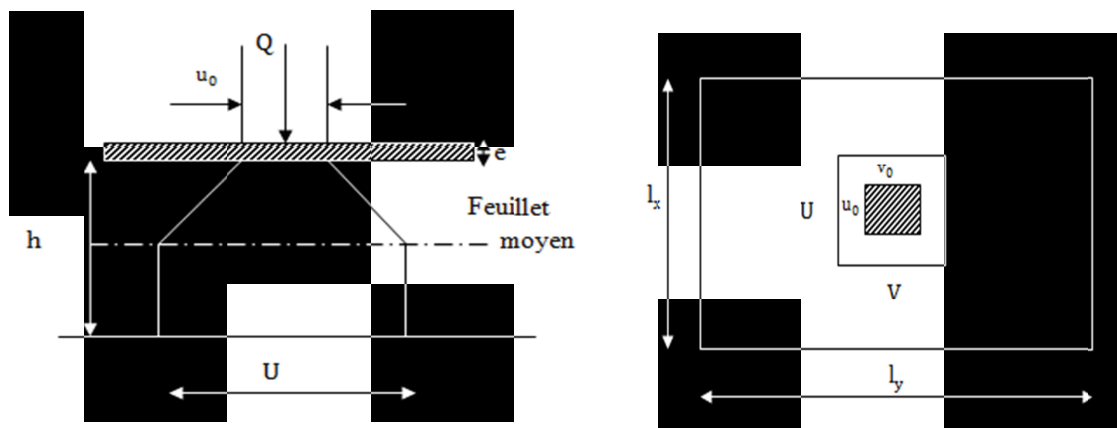


Figure III.6.1 Diffusion des charges dans le feuillet moyen

## Chapitre III : Calcul des éléments non-structuraux

$$U = u_0 + 2 \left( \frac{h_0}{2} + \xi e \right) = 80 + 15 + 2 \times 5 = 105 \text{ cm,}$$

$$V = v_0 + 2 \left( \frac{h_0}{2} + \xi e \right) = 80 + 15 + 2 \times 5 = 105 \text{ cm.}$$

Avec :

- $h_0$  : épaisseur de la dalle,  $h_0 = 15 \text{ cm}$ ,
- $e$  : épaisseur de revêtement,  $e = 05 \text{ cm}$ ,
- $\xi$  : coefficient dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton,  $\xi = 1.0$ ,
- $U \times V$  : surface d'impact au niveau du feuillet moyen,
- $u_0 \times v_0$  : coté du rectangle dans le quel la charge est centrée  $u_0 = v_0 = 80 \text{ cm}$ .

### III.6.2. Détermination des sollicitations :

#### a) A l'ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \text{ (Charge uniformément répartie sur une bande de 1 m.)}$$

$$P_u = 1,35P \text{ (Charge concentrée due au système de levage.)}$$

- Poids propre de la dalle :  $G = (25 \times 0,15) + (22 \times 0,05) = 4,85 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Alors :

$$q_u = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8,05 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

#### b) A l'ELS

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = P = 90 \text{ KN}$$

### III.6.4. Calcul des moment :

#### a) Moment dû à la charge localisée :

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau.

$$M_X^1 = p_u (M_1 + \nu M_2)$$

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

$$M_y^1 = p_u (M_2 + \nu M_1)$$

$M_1$  et  $M_2$  : coefficients données par les tables de PIGEAUD en fonction de  $\left(\frac{U}{l_x}\right)$ ,  $\left(\frac{V}{l_y}\right)$  et  $\rho$ .

$\nu$  : Coefficient de Poisson  $\begin{cases} \nu = 0 & \text{à L'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{à L'ELS} \end{cases}$

$$\begin{cases} \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{135}{140} = 0,96 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{105}{135} = 0,8 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{140} = 0,8 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.061 \\ M_2 = 0.047 \end{cases}$$

**A P'ELU :  $\nu = 0$**

$$M_{X1}^U = P_u (M_1 + \nu M_2) = P_u M_1 = 121.5 \times 0.061 = 7.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{Y1}^U = P_u (\nu M_1 + M_2) = P_u M_2 = 121.5 \times 0.047 = 5.71 \text{ KN.m}$$

**A P'ELS :  $\nu = 0.2$**

$$M_{X1}^S = P_s (M_1 + \nu M_2) = 90 (0.061 + 0.2 \times 0.047) = 6.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{Y1}^S = P_s (\nu M_1 + M_2) = 90 (0.2 \times 0.061 + 0.047) = 5.33 \text{ KN.m}$$

#### b) Moment dû au poids propre de la dalle pleine

Dans le sens  $L_x$  :  $M_{X2} = \mu_x \times q_u \times (l_x)^2$

Dans le sens  $L_y$  :  $M_{Y2} = \mu_y \times M_X^2$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : coefficients donnés en fonction de  $\rho$  et du coefficient de Poisson  $\nu$ .

$$\text{A P'ELU} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0458 \\ \mu_y = 0.778 \end{cases} \quad (\nu = 0 \text{ et } \rho = 0,9)$$

$$\begin{cases} M_{X2}^u = 0.0458 \times 8,05 \times (1,35)^2 = 0.67 \text{ KN.m} \\ M_{Y2}^u = 0.778 \times 0.67^2 = 0.35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{A l'ELS} \quad \rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0529 \\ \mu_y = 0.846 \end{cases} \quad v = 0,2$$

$$\begin{cases} M_{X2}^s = 0.0529 \times 8,05 \times (1,35)^2 = 0.78 \text{ KN.m} \\ M_{Y2}^s = 0.846 \times 0.78^2 = 0.51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**c) Superposition des moments**

$$\begin{cases} M_x^u = M_{X1}^u + M_{X2}^u = 7.41 + 0.67 = 8.08 \text{ KN.m} \\ M_y^u = M_{Y1}^u + M_{Y2}^u = 5.71 + 0.35 = 6.06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^s = M_{X1}^s + M_{X2}^s = 6.35 + 0.78 = 7.13 \text{ KN.m} \\ M_y^s = M_{Y1}^s + M_{Y2}^s = 5.33 + 0.51 = 5.8 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**d) Correction des moments**

**A l'ELU :**

▪ **En travée**  $\rightarrow$   $\begin{cases} M_x^t = 0,85 M_x^u = 0,85 \times 8.08 = 6.87 \text{ KN/m} \\ M_y^t = 0,85 M_y^u = 0,85 \times 6.06 = 5.15 \text{ KN/m} \end{cases}$

▪ **Aux appuis**  $\rightarrow$   $\begin{cases} M_x^a = 0,3 M_x^u = 0,3 \times 8.08 = 2.42 \text{ KN/m} \\ M_y^a = 0,3 M_y^u = 0,3 \times 6.06 = 1.8 \text{ KN/m} \end{cases}$

**A l'ELS :**

- **En travée**  $\rightarrow$   $\begin{cases} M_x^t = 0,85 M_x^s = 0,85 \times 7.13 = 6.06 \text{ KN/m} \\ M_y^t = 0,85 M_y^s = 0,85 \times 5.8 = 4.93 \text{ KN/m} \end{cases}$

- **Aux appuis**  $\rightarrow$   $\begin{cases} M_x^a = 0,3 M_x^s = 0,3 \times 7.13 = 2,14 \text{ KN/m} \\ M_y^a = 0,3 M_y^s = 0,3 \times 5.8 = 1.74 \text{ KN/m} \end{cases}$

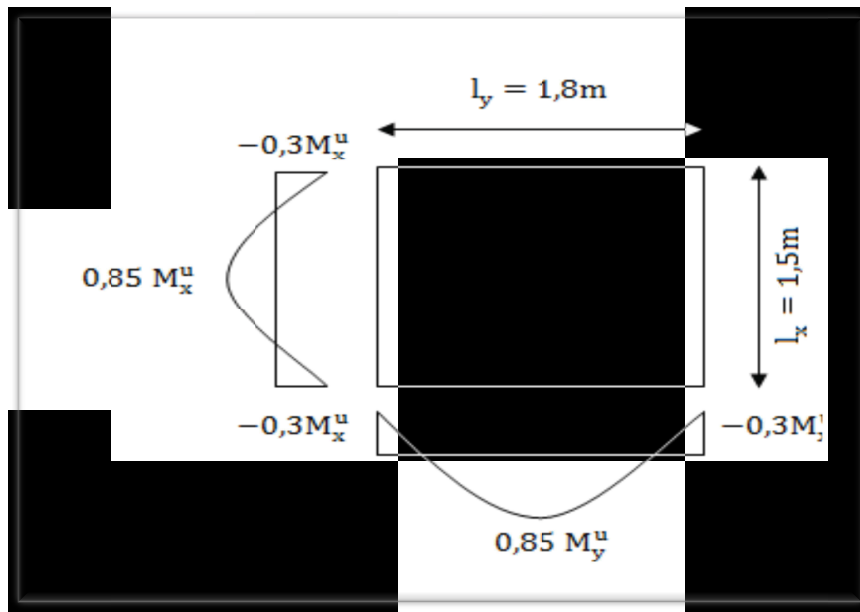


Figure III.6.2 les moment dans les deux sens(\$l\_x, l\_y\$)

### III.6.5. Ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

#### A l'ELU :

##### a) En travée

- Sens de la petite portée (sens xx)

$$d_x = h_t - 3\text{cm} = 12\text{cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot (d_x)^2 f_{bc}} = \frac{6.87 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,034 < 0,392$$

→ La section est simplement armée(SSA).

$$\mu_b = 0,034 \rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_x = \frac{M_x^t}{\beta \cdot (d_x) \sigma_{st}} = \frac{M_x^t}{\beta \cdot (d_x) (f_e / \gamma_s)} = \frac{6.87 \times 10^5}{0,983 \times 12 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = 1.67 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : 4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup>, avec S<sub>t</sub> = 25 cm

- **Sens de la grande portée (sens yy)**

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \cdot (d_y)^2 f_{bc}} = \frac{5.15 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,025 < 0,392$$

→ **La section est simplement armée.**

$$\mu_b = 0,025 \rightarrow \text{après interpolation} \quad \beta = 0.9885$$

$$A_y = \frac{M_y^t}{\beta (d_y) \cdot \sigma_{st}} = \frac{M_y^t}{\beta \cdot (d_y) \cdot (f_e / \gamma_s)} = \frac{5.15 \times 10^5}{0,988 \times 12 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = 1,25 \text{ cm}^2$$

**Nous adopterons : 4HA10= 3,14 cm<sup>2</sup>, avec S<sub>t</sub> = 25 cm.**

Avec :

$$d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2}$$

### b) Aux appuis

- **Sens de la petite portée (Sens xx)**

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \cdot (d_x)^2 f_{bc}} = \frac{2.42 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,012 < 0,392$$

→ **La section est simplement armée.**

$$\mu_b = 0,012 \rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_x = \frac{M_x^a}{\beta \cdot (d_x) \cdot \sigma_{st}} = \frac{M_x^a}{\beta \cdot (d_x) \cdot (f_e / \gamma_s)} = \frac{2.42 \times 10^5}{0,994 \times 12 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = 0,58 \text{ cm}^2$$

**Nous adopterons : 4HA10= 3.14 cm<sup>2</sup>, avec S<sub>t</sub> = 25 cm.**

- **Sens de la grande portée (Sens yy)**

On adopte le même ferrailage que celui du sens (x-x), soit **4HA10** avec S<sub>t</sub> = 25 cm.

### III.6.6. Vérification à l'ELU :

#### a) Condition de non fragilité (B.A.E.L91/modifié 99, Art B.7, 4)

##### ▪ Armatures parallèles à $l_x$

$$w_x = w_0 \left( \frac{3 - \rho}{2} \right)$$

$$w_x = \frac{A_{\min}}{S}$$

Avec :

- $A_{\min}$ : section minimale d'armatures.
- $S$  : Section totale du béton,
- $W_0$  : Taux d'armatures dans chaque direction acier (HA FeE400)  $\rightarrow w_0 = 0,8\%$ .

$$w_x = 0,0008 \times \left[ \frac{(3 - 0,9)}{2} \right] = 0,00084$$

$$A_{\min} = 0,00084 \times (100) \times (15) = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adp}} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

##### ▪ Armatures parallèles à $l_y$

$$A_{\min} \geq b \times h \times w_0 = 100 \times 15 \times 0,84 \times 10^{-3} = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adp}} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

#### b) Vérification de non poinçonnement (BAEL 91 modifié 99, Art 5.2.4.2)

Aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée :

$$p_u \leq 0,045 \mu_c \times h_t \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

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

Avec :

- $\mu_c$  : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan du feuillet moyen
- $h$  : épaisseur totale de la dalle.

$$p_u = 121.5 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(1,05 + 1,05) = 4.2 \text{ m}$$

$$P_u = 135 \text{ KN} < 0,045 \times 4.2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

#### ■ Vérification de l'effort tranchant

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge ; et on a  $U = V$

Donc :

Au milieu de U on a :

$$T_u = \frac{P_u}{(2U + V)} = \frac{121.5}{2 \times 1,05 + 1,05} = 38.57 \text{ KN}$$

Au milieu de V on a :

$$T_u = \frac{P_u}{(3U)} = \frac{121.5}{3 \times 1,05} = 38.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,32 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } \tau_u = 0,28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

#### ■ La longueur de scellement

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{se}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = 0,6\Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

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

Les règles de BAEL 91 (Art.6.1.253 modifié 99) n'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  $0,4.L_s$  pour les aciers H.A.

$$L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 42,32 = 16,92 \text{ cm} \quad \text{On adoptera } L_c = 17 \text{ cm.}$$

#### c) Diamètre minimal des barres (BAEL91 modifié 99, Art A.7.21)

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \quad \dots\dots\dots \text{ CV}$$

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

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

- Direction la plus sollicitée :  $S_t \leq \min (3h_t, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ ,
- Direction perpendiculaire :  $S_t \leq \min (4h_t, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ .

##### ■ Sens xx

- Armatures supérieures :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ .
- Armatures inférieures :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$ ,

##### ■ Sens yy

- Armatures supérieures :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ .
- Armatures inférieures :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$ ,

### III.6.7. vérification l'ELS :

#### État limite de résistance à la compression du béton

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} .$$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\text{Sens xx : } A_a = A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d_x} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0,26 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,919 \\ K_1 = 46.73 \end{cases}$$

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

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{\max}}{\beta_1 \times d_x \times A_s}$$

$$\sigma_{st} = \frac{6.06 \times 10^6}{0,919 \times 120 \times 3.14 \times 10^2} = 175 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{175}{46.73} = 3,74 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 3,74 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ Sens yy :  $A_a = A_t = 3.14 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d_y} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0,26 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,919 \\ K_1 = 46.73 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{\max}}{\beta_1 \times d_y \times A_s}$$

$$\sigma_{st} = \frac{6,06 \times 10^6}{0,919 \times 120 \times 3.14 \times 10^2} = 175 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{175}{46.73} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 3.25 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91/modifié 99, Art. A.5.3,2)

Dans notre cas, la fissuration est considérée très préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

### Etat limite de déformation

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur 4 cotés on peut se dispenser de calculer la flèche, si les conditions suivantes sont respectées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} \\ \frac{A_x}{bd_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

- h : hauteur de dalle.
- $M_{tx}$  : Moment en travée de la dalle (sens xx).
- $M_x$  : Moment isostatique dans la direction de (x x) pour une bande de largeur égale à 1 m.
- $A_x$ : Section d'armature par bande.
- b : La largeur de bande égale à 1 m.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} = \frac{15}{135} = 0,111 > \frac{M_{tx}}{20M_x} = \frac{\quad}{20 \times} = \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{A_x}{bd_x} = \frac{3.14}{100 \times 12} = 0,0026 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

### Conclusion

Le ferrailage de la dalle pleine est comme suit :

- **En travées**
  - 4HA10 (sens x-x),  $S_t=25$  cm
  - 4HA10 (sens y-y),  $S_t=25$  cm
- **Aux appuis**
  - 4HA10 (sens x-x),  $S_t=25$  cm
  - 4HA10 (sens y-y),  $S_t=25$  cm
  - 4HA10 / $m_l$  (esp 25 cm) 4HA10 / $m_l$  (esp 25 cm)



Figure III.6.3 Ferrailage de dalle pleine de la salle machine



## **Chapitre IV**

# **Etude de contreventement**

**Introduction :**

Dans ce chapitre, nous étudierons le système structurel d'éléments permettant d'assurer la stabilité du bâtiment vis – à – vis des efforts horizontaux.

L'étude du contreventement est une étape importante dans l'étude du bâtiment, elle mérite le plus grand soin. Elle consiste à parer la structure contre les deux types de sollicitations horizontales ; vent et séisme.

Le contreventement peut être assuré par :

- ✓ Un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voile.
- ✓ Un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.
- ✓ Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé.

Dans notre cas l'ossature du bâtiment est composée, à la fois de portiques et de murs de refends, disposés parallèlement .le but de ce chapitre est justement de déterminer les efforts horizontaux dans les refends, d'une part, et dans les portiques d' autre part. Pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auxquels nous allons attribuer « une inertie fictive »

**IV.1 Inertie des voiles :**

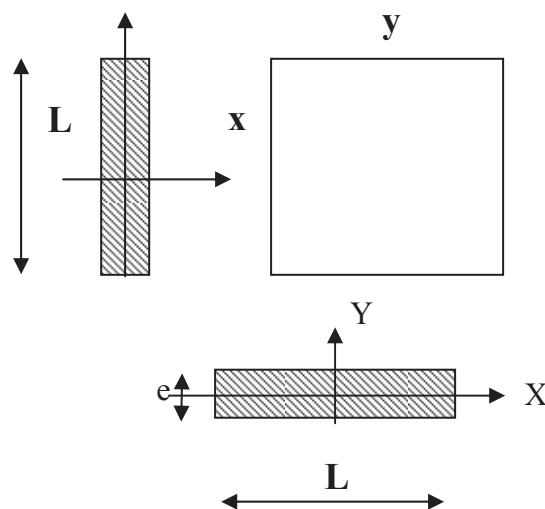
Il est remarquable que les voiles de notre structure ne comporte pas d'ouvertures, nous n'aurons donc à calculer que l'inertie de refends pleins :

➤ **Les refends longitudinaux**

$$I_y = \frac{e.l^3}{12}$$

$$I_x = \frac{e^3.l}{12} \ll I_y$$

On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X



**Figure IV 1.** Vue en plan et en coupe du voile

➤ Les refends transversaux

$$I=I_x = \frac{e.l^3}{12}$$

On néglige l'inertie des refends Transversaux par rapport à l'axe Y.

**Remarque :**

La longueur L des voiles est mesurée aux extrémités extérieures des poteaux encadrant ceux-ci, elle varie donc avec la section des poteaux. Pour éviter cette variation et assurer la continuité de ces voiles en élévation, chaque voile doit avoir la même longueur L pour tous les niveaux, cette longueur sera celle mesurée au dernier niveau ou la section des poteaux est (35x35)

L'inertie des voiles, pour un niveau donné, est résumée dans les tableaux qui suivent :

Voile	e (m)	L (m)	IY (m <sup>4</sup> )
VL 1	0,2	2	0,133
VL 2	0,2	2	0,133
VL 3	0,2	1,5	0,056
VL 4	0,2	2	0,133
VL 5	0,2	2	0,133
VL 6	0,2	2	0,133
VL 7	0,2	1,5	0,056
VL 8	0,2	2	0,133
VL 9	0,2	2	0,133
VL 10	0,2	2	0,133
			1,176

Tableau IV -1 :l'inertie des voiles longitudinaux.

Voile	e (m)	L (m)	IY (m <sup>4</sup> )
VT1	0,2	3	0,45
VT2	0,2	3	0,45
VT3	0,2	3	0,45
VT4	0,2	3	0,45
VT5	0,2	2	0,133
VT6	0,2	2	0,133
VT7	0,2	1,7	0,08
			2,146

Tableau IV-2 : l'inertie des voiles transversaux.

## IV.2 Calcul des rigidités au niveau des portiques :

### IV.2.1 : Présentation de la méthode :

Pour l'étude des portiques sollicités par les efforts horizontaux, on utilisera la méthode de MUTO, celle-ci permet de distribuer les efforts tranchants dans les niveaux, comme elle nous permet de déduire les moments fléchissant et les autres sollicitations dans les poutres et les poteaux de chaque portique.

#### ➤ Hypothèses de calcul :

- ✓ Les charges ou les masses sont considérées concentrées au niveau du plancher.
- ✓ Les diagrammes de répartition des charges doivent être :
  - Rectangulaire pour le vent.
  - Triangulaire pour le séisme.
- ✓ La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux.
- ✓ La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

### IV.2.2 Etapes de calcul :

#### ✚ Calcul des rigidités linéaire des poteaux et des poutres :

Rigidité linéaire d'un poteau :  $K_{pot} = \frac{I_{pot}}{h_c}$

Rigidité linéaire d'une poutre :  $K_{ptr} = \frac{I_{ptr}}{L_c}$

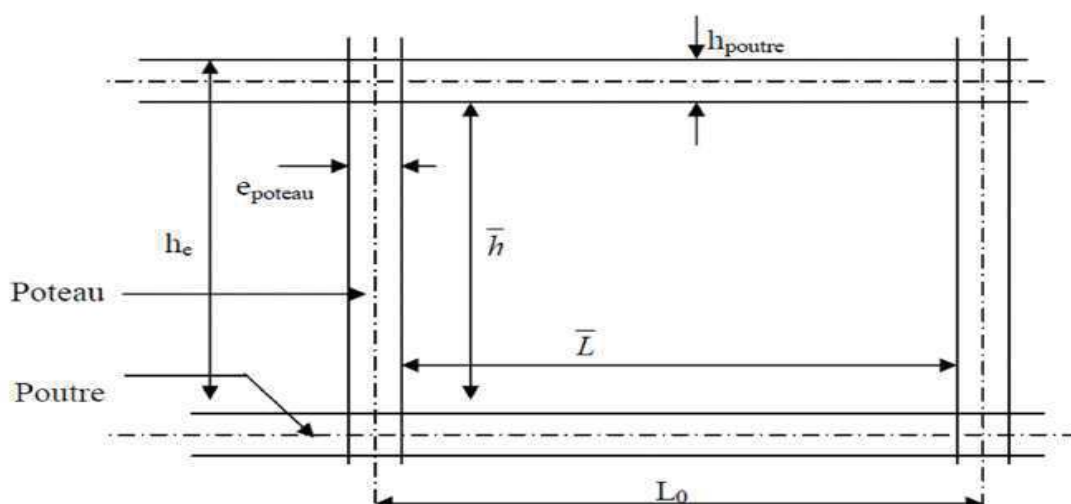


Figure IV-2 : Identification des paramètres.

Avec :

I : Moment d'inertie de l'élément.

$h_c$  et  $L_c$  : Hauteurs et longueurs calculées qui seront déterminées ultérieurement.

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{poteau} \quad ; \quad L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{poutre}$$

$h$  : Hauteur de poteau entre nus des poutres.

$L$  : Longueur de la poutre entre nus des appuis (poteau).

$h_0$  : Hauteur des poteaux entre des poutres.

$h_p$  : Hauteur de la poutre.

$e_p$  : largeur des poteaux.

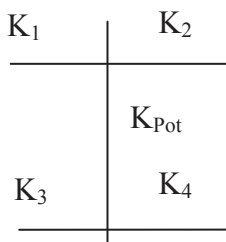
$L_0$  : Longueur de la poutre entre axes des poteaux.

$K$  : Rigidité linéaire (poutre, poteau).

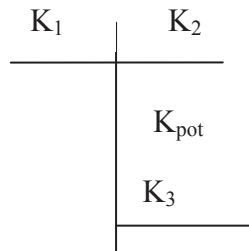
➤ **Calcul des coefficients  $K$  relatifs aux portiques :**

• **Cas étage courant :**

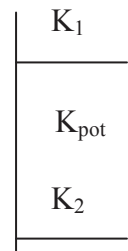
En général : 
$$\bar{K} = \frac{\sum K_i \text{ sup} + \sum K_i \text{ inf}}{2K_{pot}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_{pot}}$$

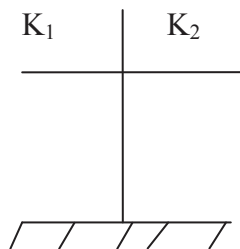


$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_{pot}}$$

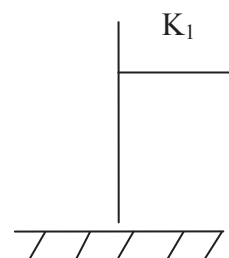


$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_{pot}}$$

• **Cas de RDC :**



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_{pot}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1}{K_{pot}}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants:

Niveau	Travée	L (Cm)	h (Cm)	Lc (Cm)	Ip (Cm)	Kp
7, 8, 9	A-B	415	40	435	160000	367,816
	B-C	410	40	430	160000	372,093
	C-D	310	40	330	160000	484,848
	D-E	375	40	395	160000	405,063
	E-F	440	40	460	160000	347,826
4, 5, 6	A-B	410	40	430	160000	372,093
	B-C	405	40	425	160000	376,471
	C-D	305	40	325	160000	492,308
	D-E	370	40	390	160000	410,256
	E-F	435	40	455	160000	351,648
1, 2, 3	A-B	405	40	425	160000	376,471
	B-C	400	40	420	160000	380,952
	C-D	300	40	320	160000	500,000
	D-E	365	40	385	160000	415,584
	E-F	430	40	450	160000	355,556
RDC	A-B	405	40	425	160000	376,471
	B-C	400	40	420	160000	380,952
	C-D	300	40	320	160000	500,000
	D-E	365	40	385	160000	415,584
	E-F	430	40	450	160000	355,556

Tableau IV 3 : Rigidités des poutres secondaires (longitudinales).

Niveau	Travée	h	L	Lc	I	K
9 - 8 - 7	A-B	45	360	382,5	227812,5	595,59
	B-C	45	430	452,5	227812,5	503,45
	C-D	45	380	402,5	227812,5	565,99
6 - 5 - 4	A-B	45	355	377,5	227812,5	603,48
	B-C	45	425	447,5	227812,5	509,08
	C-D	45	375	397,5	227812,5	573,11
3 - 2 - 1	A-B	45	350	372,5	227812,5	611,58
	B-C	45	420	442,5	227812,5	514,83
	C-D	45	370	392,5	227812,5	580,41
RDC	A-B	45	350	372,5	227812,5	611,58
	B-C	45	420	442,5	227812,5	514,83
	C-D	45	370	392,5	227812,5	580,41

Tableau IV 4 : Rigidités des poutres principales (transversales)

### Chapitre IV : Etude de contreventement

Niveau	Travée	h	Ep	hc	Ip	Kp
7, 8, 9	A	266	35	283,5	125052,083	441,101
	B	266	35	283,5	125052,083	441,101
	C	266	35	283,5	125052,083	441,101
	D	266	35	283,5	125052,083	441,101
	E	266	35	283,5	125052,083	441,101
	F	266	35	283,5	125052,083	441,101
4, 5, 6	A	266	40	286	213333,333	745,921
	B	266	40	286	213333,333	745,921
	C	266	40	286	213333,333	745,921
	D	266	40	286	213333,333	745,921
	E	266	40	286	213333,333	745,921
	F	266	40	286	213333,333	745,921
1, 2, 3	A	266	45	288,5	341718,75	1184,467
	B	266	45	288,5	341718,75	1184,467
	C	266	45	288,5	341718,75	1184,467
	D	266	45	288,5	341718,75	1184,467
	E	266	45	288,5	341718,75	1184,467
	F	266	45	288,5	341718,75	1184,467
RDC	A	368	45	390,5	341718,75	875,080
	B	368	45	390,5	341718,75	875,080
	C	368	45	390,5	341718,75	875,080
	D	368	45	390,5	341718,75	875,080
	E	368	45	390,5	341718,75	875,080
	F	368	45	390,5	341718,75	875,080

**Tableau IV-5 : Rigidités des poteaux sens longitudinal**

Niveau	Travée	h(cm)	E(cm)	hc	I	Kp
7, 8, 9	A	261	35	278,5	125052,083	449,020
	B	261	35	278,5	125052,083	449,020
	C	261	35	278,5	125052,083	449,020
	D	261	35	278,5	125052,083	449,020
4, 5, 6	A	261	40	281	213333,333	759,193
	B	261	40	281	213333,333	759,193
	C	261	40	281	213333,333	759,193
	D	261	40	281	213333,333	759,193
1, 2, 3	A	261	45	283,5	341718,75	1205,357
	B	261	45	283,5	341718,75	1205,357
	C	261	45	283,5	341718,75	1205,357
	D	261	45	283,5	341718,75	1205,357
RDC	A	363	45	385,5	341718,75	886,430
	B	363	45	385,5	341718,75	886,430
	C	363	45	385,5	341718,75	886,430
	D	363	45	385,5	341718,75	886,430

**Tableau IV 6 : Rigidités des poteaux sens transversal**

➤ **coefficient des rigidités des poteaux ( $a_{ij}$ ) :**

- **Cas d'étage courant et du niveau terrasse :**

$$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$$

- **Cas du RDC :**

- Poteau encastré à la base  $a = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$

- Poteau articulé à la base  $a = \frac{0,5 + \bar{K}}{1 + 2\bar{K}}$

✚ **Calcul des rigidités des poteaux(I) au niveau (J) :**

$$r_{ij} = \frac{12E_i a_{ij} I_p}{h_c^2}$$

Avec :  $E_i$  : Module de déformation du béton ;  $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 MPa$ .

$I_p$  : Inertie de poteau.

$h_c$  : Hauteur du poteau.

✚ **Calcul des rigidités d'un portique de niveau (j) dans le sens x-x et y-y :**

$R_{jx} = \sum r_{ij}$  Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.

$R_{jy} = \sum r_{ij}$  Pour chaque niveau dans le sens transversal.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants

### Chapitre IV : Etude de contreventement

Niveau	Poteau	hc (cm)	Ipot (cm <sup>3</sup> )	Kpot (cm <sup>3</sup> )	Kptr (cm <sup>3</sup> )	K	aj	rjx (KN/cm)	Rjx (KN/CM)
7, 8, 9	A	283,5	125052,08	441,10	367,816	0,83	0,29	62,33	527,14
	B	283,5	125052,08	441,10	372,093	1,67	0,46	96,62	
	C	283,5	125052,08	441,10	484,848	1,94	0,49	104,38	
	D	283,5	125052,08	441,10	405,063	2,01	0,50	106,38	
	E	283,5	125052,08	441,10	347,826	1,70	0,46	97,54	
	F	283,5	125052,08	441,10		0,78	0,28	59,90	
4, 5, 6	A	286	213333,33	745,92	372,093	1,99	0,50	175,78	741,73
	B	286	213333,33	745,92	376,471	1,00	0,33	117,60	
	C	286	213333,33	745,92	492,308	1,16	0,37	129,54	
	D	286	213333,33	745,92	410,256	1,21	0,38	132,68	
	E	286	213333,33	745,92	351,648	1,02	0,34	118,99	
	F	286	213333,33	745,92		0,47	0,19	67,14	
1, 2, 3	A	288,5	341718,75	1184,47	376,471	0,31	0,14	75,32	716,97
	B	288,5	341718,75	1184,47	380,952	0,63	0,24	133,07	
	C	288,5	341718,75	1184,47	500	0,74	0,27	148,89	
	D	288,5	341718,75	1184,47	415,584	0,77	0,28	153,11	
	E	288,5	341718,75	1184,47	355,556	0,65	0,25	134,89	
	F	288,5	341718,75	1184,47		0,30	0,13	71,68	
RDC	A	390,5	341718,75	875,08	376,471	0,43	0,38	84,78	603,36
	B	390,5	341718,75	875,08	380,952	0,86	0,48	105,55	
	C	390,5	341718,75	875,08	500	1,01	0,50	110,99	
	D	390,5	341718,75	875,08	415,584	1,04	0,51	112,43	
	E	390,5	341718,75	875,08	355,556	0,88	0,48	106,18	
	F	390,5	341718,75	875,08		0,40	0,38	83,42	

**Tableau IV-7:** Rigidités des portiques longitudinaux.

niveau	Poteau	hc	Ipot	Kpot	Kptr	K	aj	rij	Rjx
7, 8, 9	A	278,5	125052,08	449,02	595,60	1,33	0,40	89,10	419,91
	B	278,5	125052,08	449,02	503,50	2,45	0,55	122,97	
	C	278,5	125052,08	449,02	566,00	2,38	0,54	121,46	
	D	278,5	125052,08	449,02		1,26	0,39	86,38	
4, 5, 6	A	281	213333,33	759,19	606,37	3,19	0,62	228,23	641,51
	B	281	213333,33	759,19	509,08	1,47	0,42	157,16	
	C	281	213333,33	759,19	573,11	1,43	0,42	154,43	
	D	281	213333,33	759,19		0,75	0,27	101,69	
1, 2, 3	A	283,5	341718,75	1205,36	611,58	0,51	0,20	117,13	594,62

## Chapitre IV : Etude de contreventement

	B	283,5	341718,75	1205,36	514,83	0,93	0,32	184,34	
	C	283,5	341718,75	1205,36	580,40	0,91	0,31	180,83	
	D	283,5	341718,75	1205,36		0,48	0,19	112,32	
RDC	A	385,5	341718,75	886,43	611,58	0,69	0,44	101,84	450,12
	B	385,5	341718,75	886,43	514,83	1,27	0,54	124,64	
	C	385,5	341718,75	886,43	580,40	1,24	0,54	123,49	
	D	385,5	341718,75	886,43		0,65	0,43	100,14	

**Tableau IV-8:** Rigidités des portiques transversaux.

### IV.3 : Calcul des rigidités des voiles par niveaux :

#### ➤ Calcul des rigidités des voiles longitudinaux :

$$R_{vx} = \frac{12E_i I_y}{h_j^3}$$

Voil	he (m)	IY (m <sup>4</sup> )	E(KN/m <sup>2</sup> )	Rjx (KN/m)
VL 1	3,06	0,133	32164195,1	1791600,998
VL 2	3,06	0,133	32164195,1	1791600,998
VL 3	3,06	0,056	32164195,1	754358,315
VL 4	3,06	0,133	32164195,1	1791600,998
VL 5	3,06	0,133	32164195,1	1791600,998
VL 6	3,06	0,133	32164195,1	1791600,998
VL 7	3,06	0,056	32164195,1	754358,315
VL 8	3,06	0,133	32164195,1	1791600,998
				12258322,616

**Tableau IV-9:** Rigidités des voiles longitudinaux.

#### ➤ Calcul des rigidités des voiles transversaux :

$$R_{vy} = \frac{12E_i I_x}{h_j^3}$$

Voile	he (m)	IY (m <sup>4</sup> )	E (KN/m <sup>2</sup> )	Rjy (KN/m)
VT1	3,06	0,45	32164195,1	6061807,89
VT2	3,06	0,45	32164195,1	6061807,89
VT3	3,06	0,45	32164195,1	6061807,89
VT4	3,06	0,45	32164195,1	6061807,89
VT5	3,06	0,133	32164195,1	1791601,00
VT6	3,06	0,133	32164195,1	1791601,00
				27830433,54

**Tableau IV 10 :** Rigidités des voiles transversaux.

Niveaux RDC :

Voil	he (m)	IY (m <sup>4</sup> )	E(KN/m <sup>2</sup> )	Rjx (KN/m)
VL 1	4,08	0,133	32164195,1	755831,671
VL 2	4,08	0,133	32164195,1	755831,671
VL 3	4,08	0,056	32164195,1	318244,914
VL 4	4,08	0,133	32164195,1	755831,671
VL 5	4,08	0,133	32164195,1	755831,671
VL 6	4,08	0,133	32164195,1	755831,671
VL 7	4,08	0,056	32164195,1	318244,914
VL 8	4,08	0,133	32164195,1	755831,671
				5171479,853

Tableau IV 11 : Rigidités des voiles longitudinaux.

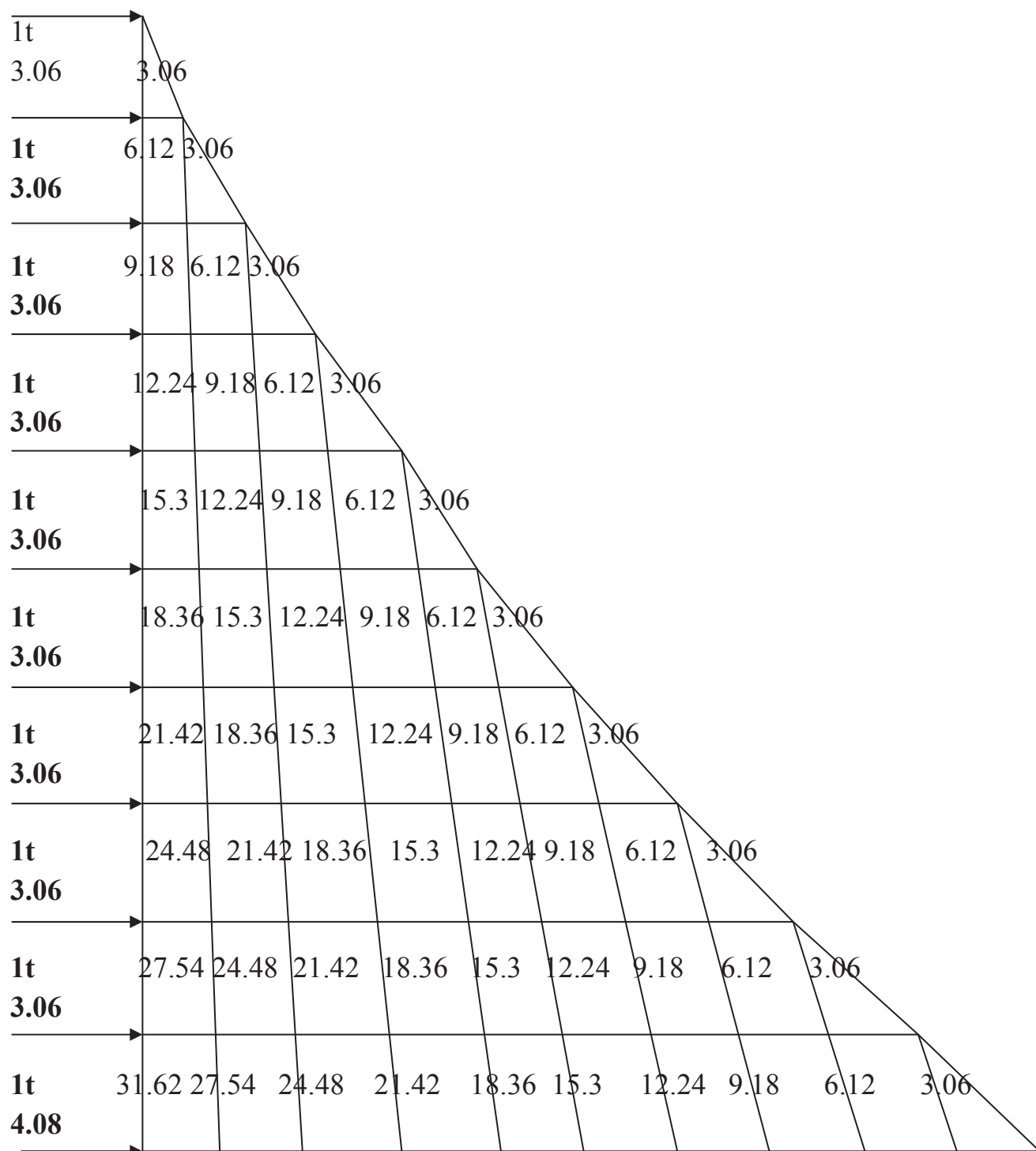
Voile	he (m)	IY (m <sup>4</sup> )	E (KN/m <sup>2</sup> )	Rjy (KN/m)
VT1	4,08	0,45	32164195,1	2557325,20
VT2	4,08	0,45	32164195,1	2557325,20
VT3	4,08	0,45	32164195,1	2557325,20
VT4	4,08	0,45	32164195,1	2557325,20
VT5	4,08	0,133	32164195,1	755831,67
VT6	4,08	0,133	32164195,1	755831,67
				11740964,15

Tableau IV 12 : Rigidités des voiles transversaux.

#### IV.4. Détermination de la répartition des efforts horizontaux entre portiques et refends :

- **Calcul des flèches des refends**

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie est  $I=1\text{ m}^4$ , soumis au même système de forces que les portiques (une force égale à 1 tonne à chaque niveau), sera obtenu par la méthode des « moment des aires ». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une série de section de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure qui suit:



La flèche est donnée par la relation suivante :

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI} \cdot b$$

Avec :  $S_i$  : Surface du trapèze

$d_i$  : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

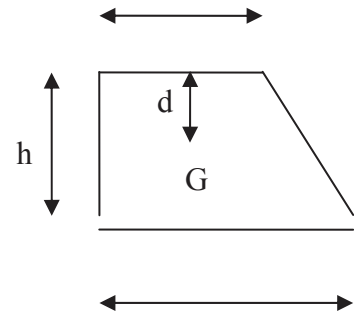
Sachant que la section du trapèze égale à :

B

$$S_i = \frac{(B + b) \times h}{2}$$

La distance du CDG d'un trapèze à sa plus petite base :

$$d_i = \frac{(2B + b) \times h}{3(B + b)}$$



Niveau	h(m)	B	b	Si (m <sup>2</sup> )	di	Si di	fix EI
9	3,06	3,06	0	4,68	2,04	9,55	3469,47
8	3,06	9,18	3,06	18,73	1,79	33,43	3459,92
7	3,06	18,36	9,18	42,14	1,70	71,63	3426,49
6	3,06	30,6	18,36	74,91	1,66	124,16	3354,86
5	3,06	45,9	30,6	117,05	1,63	191,02	3230,70
4	3,06	64,26	45,9	168,54	1,62	272,20	3039,68
3	3,06	85,68	64,26	229,41	1,60	367,71	2767,48
2	3,06	110,16	85,68	299,64	1,59	477,54	2399,78
1	3,06	137,37	110,16	378,72	1,59	600,67	1922,23
RDC	4,08	169,32	137,7	626,32	2,11	1321,56	1321,56

Tab IV-13 : flèche dans les refends (moment des aires).

Nous aurons donc :

$$f_{rdc} = \frac{626,32 \times 2,11}{EI}$$

$$f_1 = \frac{626,32 \times 2,11 + 378,72 \times 1,59}{EI} ; f_2 = \frac{626,32 \times 2,11 + 378,72 \times 1,59 + 299,64 \times 1,59}{EI}$$

Ect.....

**IV-5 : Calcul du déplacement des portiques et leurs inerties fictives :**

**✓ Calcul du déplacement des portiques :**

- **Le déplacement de chaque niveau**

$$\Delta_n = \psi_n \times h$$

$$\text{Avec : } E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \cdot \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

- **Le déplacement du portique au niveau " i »**

$$D_n = \sum_{i=1}^n \Delta_n$$

- **La rotation d'un poteau encasté à la base au 1<sup>er</sup> niveau**

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1} + 2 \cdot \sum K_{p1}}$$

- **La rotation de chaque poteau articulé au 1<sup>er</sup> niveau**

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1}}$$

- **La rotation d'un poteau des étages courants**

$$E \cdot \theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \cdot \sum K_{tn}}$$

Avec :  $M_n = T_n \cdot h$

$T_n$  : Effort tranchant au niveau (n).

$K_{tn}$  : Raideur des poutres  $K = \frac{I_{tn}}{L}$ .

$K_{pn}$  : Raideur des poteaux  $K = \frac{I_{pn}}{h}$ .

$h_e$  : Hauteur d'étage.

L : Portée libre de la poutre.

- **Inerties fictives des portiques :**

Pour déterminer ces inerties fictives il suffira de calculer les déplacement de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de force égale à 1 tonne et de comparer ces déplacements aux flèche que prendrait un refend équivalent à l'ensemble des refends disposés dans la même direction sous l'effet du même système de force horizontales(1 tonne à chaque niveau).

## Chapitre IV : Etude de contreventement

En fixant l'inertie de refend à  $1 \text{ m}^4$ , il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une inertie fictive puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

L'inertie fictive se calcule comme suit :

$$I_{en} = \frac{f_n}{\Delta_n}$$

$f_n$  : Flèche des refends au niveau(n)

$\Delta_n$  : Déplacement du portique au niveau(n)

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent :

Niv	raideurs et moments					rotation et déplacement				flèche	Inertiels fictives	
	Portique	$\square K_{pn}$ ( $10^{-4}$ )	$\square K_{tn}$ ( $10^{-4}$ )	Mn	Mn+1	E $\theta_n$	E $\psi_n$	E $\Delta_n$	Dn= $\square \Delta_n$	Efn	Ien	$\square I_{en}$
9	A-B	0,0022	0,0016	3,06	0	79,69	195,60	598,53	3288,20	3469,45	1,06	5,28
	B-C	0,0022	0,0016	3,06	0	79,69	195,60	598,53		3469,45		
	C-D	0,0022	0,0016	3,06	0	79,69	195,60	598,53		3469,45		
	D-E	0,0022	0,0016	3,06	0	79,69	195,60	598,53		3469,45		
	E-F	0,0022	0,0016	3,06	0	79,69	292,19	894,09		3469,45		
8	A-B	0,0022	0,0016	6,12	3,06	239,06	470,88	1440,89	7795,61	3459,92	0,44	2,22
	B-C	0,0022	0,0016	6,12	3,06	239,06	470,88	1440,89		3459,92		
	C-D	0,0022	0,0016	6,12	3,06	239,06	470,88	1440,89		3459,92		
	D-E	0,0022	0,0016	6,12	3,06	239,06	470,88	1440,89		3459,92		
	E-F	0,0022	0,0016	6,12	3,06	239,06	664,06	2032,03		3459,92		
7	A-B	0,0022	0,0016	9,18	6,12	398,44	746,16	2283,26	10019,7	3426,49	0,34	1,71
	B-C	0,0022	0,0016	9,18	6,12	398,44	746,16	2283,26		3426,49		
	C-D	0,0022	0,0016	9,18	6,12	398,44	746,16	2283,26		3426,49		
	D-E	0,0022	0,0016	9,18	6,12	398,44	746,16	2283,26		3426,49		
	E-F	0,0022	0,0016	9,18	6,12	398,44	1035,4	3169,97		3426,49		
6	A-B	0,0038	0,00165	12,24	9,18	540,91	809,33	2476,55	12931,4	3354,86	0,26	1,30
	B-C	0,0038	0,00165	12,24	9,18	540,91	809,33	2476,55		3354,86		
	C-D	0,0038	0,00165	12,24	9,18	540,91	809,33	2476,55		3354,86		
	D-E	0,0038	0,00165	12,24	9,18	540,91	809,33	2476,55		3354,86		
	E-F	0,0038	0,00165	12,24	9,18	540,91	988,64	3025,23		3354,86		
5	A-B	0,0038	0,00165	15,3	12,24	695,45	1030,98	3154,80	16458,11	3230,7	0,20	0,98
	B-C	0,0038	0,00165	15,3	12,24	695,45	1030,98	3154,80		3230,7		
	C-D	0,0038	0,00165	15,3	12,24	695,45	1030,98	3154,80		3230,7		
	D-E	0,0038	0,00165	15,3	12,24	695,45	1030,98	3154,80		3230,7		
	E-F	0,0038	0,00165	15,3	12,24	695,45	1254,55	3838,91		3230,7		
4	A-B	0,0038	0,00165	18,36	15,3	850,00	1252,63	3833,05	19984,8	3039,68	0,15	0,76

### Chapitre IV : Etude de contreventement

	B-C	0,0038	0,00165	18,36	15,3	850,00	1252,63	3833,05		3039,68		
	C-D	0,0038	0,00165	18,36	15,3	850,00	1252,63	3833,05		3039,68		
	D-E	0,0038	0,00165	18,36	15,3	850,00	1252,63	3833,05		3039,68		
	E-F	0,0038	0,00165	18,36	15,3	850,00	1520,45	4652,59		3039,68		
3	A-B	0,006	0,0017	21,42	18,36	975,00	1272,50	3893,85	15936,9	2767,48	0,17	0,87
	B-C	0,006	0,0017	21,42	18,36	975,00	1272,50	3893,85		2767,48		
	C-D	0,006	0,0017	21,42	18,36	975,00	1272,50	3893,85		2767,48		
	D-E	0,006	0,0017	21,42	18,36	975,00	1272,50	3893,85		2767,48		
	E-F	0,006	0,0017	21,42	18,36	975,00	1390,57	4255,14		2767,48		
2	A-B	0,006	0,0017	24,48	21,42	1125,00	1465,00	4482,90	22825,5	2399,78	0,11	0,53
	B-C	0,006	0,0017	24,48	21,42	1125,00	1465,00	4482,90		2399,78		
	C-D	0,006	0,0017	24,48	21,42	1125,00	1465,00	4482,90		2399,78		
	D-E	0,006	0,0017	24,48	21,42	1125,00	1465,00	4482,90		2399,78		
	E-F	0,006	0,0017	24,48	21,42	1125,00	1599,34	4893,99		2399,78		
1	A-B	0,006	0,0017	27,45	24,48	1272,79	1654,04	5061,38	25765,9	1922,23	0,07	0,37
	B-C	0,006	0,0017	27,45	24,48	1272,79	1654,04	5061,38		1922,23		
	C-D	0,006	0,0017	27,45	24,48	1272,79	1654,04	5061,38		1922,23		
	D-E	0,006	0,0017	27,45	24,48	1272,79	1654,04	5061,38		1922,23		
	E-F	0,006	0,0017	27,45	24,48	1272,79	1804,06	5520,42		1922,23		
RDC	A-B	0,0045	0,0017	31,62	27,45	1186,14	1771,70	7228,54	37692,3	1321,56	0,04	0,18
	B-C	0,0045	0,0017	31,62	27,45	1186,14	1771,70	7228,54		1321,56		
	C-D	0,0045	0,0017	31,62	27,45	1186,14	1771,70	7228,54		1321,56		
	D-E	0,0045	0,0017	31,62	27,45	1186,14	1771,70	7228,54		1321,56		
	E-F	0,0045	0,0017	31,62	27,45	1186,14	2151,52	8778,21		1321,56		

**Tableau IV-14 : Inerties fictives des portiques longitudinaux.**

Niveau	portique	Raideur et moments				Rotations et déplacements				Flèche	inerties fictives	
		$\square K_{pn}$ ( $10^{-4}$ )	$\square K_{tn}$ ( $10^{-4}$ )	Mn	Mn+1	E $\alpha_n$	E $\psi_n$	E $\Delta_n$	Dn= $\square\Delta_n$		Efn	Ien
9	A-B	0,0015	0,00134	3,06	0	95,15	265,15	811,36	2434,07	3469,47	1,43	4,28
	B-C	0,0015	0,00134	3,06		95,15	265,15	811,36		3469,47		
	C-D	0,0015	0,00134	3,06		95,15	523,08	1600,62		3469,47		
8	A-B	0,0015	0,00134	6,12	3,06	196,15	533,23	1631,67	4895,02	3459,92	0,71	2,12
	B-C	0,0015	0,00134	6,12		190,30	530,30	1622,71		3459,92		
	C-D	0,0015	0,00134	6,12		190,30	1046,15	3201,22		3459,92		
7	A-B	0,0015	0,00134	9,18	6,12	294,32	799,88	2447,65	7342,94	3426,49	0,47	1,40
	B-C	0,0015	0,00134	9,18		285,45	795,45	2434,07		3426,49		
	C-D	0,0015	0,00134	9,18		285,45	1569,23	4801,84		3426,49		
6	A-B	0,0025	0,00136	12,24	9,18	364,29	777,64	2379,59	7138,76	3359,86	0,47	1,41

### Chapitre IV : Etude de contreventement

	B-C	0,0025	0,00136	12,24		375,00	783,00	2395,98		3359,86		
	C-D	0,0025	0,00136	12,24		375,00	1384,29	4235,93		3359,86		
5	A-B	0,0025	0,00136	15,3	12,24	455,36	972,05	2974,48	8923,45	3230,70	0,36	1,09
	B-C	0,0025	0,00136	15,3		468,75	978,75	2994,98		3230,70		
	C-D	0,0025	0,00136	15,3		468,75	1730,36	5294,90		3230,70		
4	A-B	0,0025	0,00136	18,36	15,3	546,43	1166,46	3569,38	10708,14	3039,68	0,28	0,85
	B-C	0,0025	0,00136	18,36		562,50	1174,50	3593,97		3039,68		
	C-D	0,0025	0,00136	18,36		562,50	2076,43	6353,88		3039,68		
3	A-B	0,004	0,00138	21,42	18,36	595,00	1067,12	3265,39	9796,16	2767,38	0,28	0,85
	B-C	0,004	0,00138	21,42		646,74	1092,99	3344,55		2767,38		
	C-D	0,004	0,00138	21,42		646,74	1487,50	4551,75		2767,38		
2	A-B	0,004	0,00138	24,48	21,42	680,00	1219,57	3731,87	11195,61	2399,78	0,21	0,64
	B-C	0,004	0,00138	24,48		739,13	1249,13	3822,34		2399,78		
	C-D	0,004	0,00138	24,48		739,13	1700,00	5202,00		2399,78		
1	A-B	0,004	0,00138	27,54	24,48	765,00	1372,01	4198,35	12595,06	1922,23	0,15	0,46
	B-C	0,004	0,00138	27,54		831,52	1405,27	4300,13		1922,23		
	C-D	0,004	0,00138	27,54		831,52	1912,50	5852,25		1922,23		
RDC	A-B	0,003	0,00138	31,62	27,54	814,95	1689,95	6894,99	20684,97	1321,70	0,06	0,19
	B-C	0,003	0,00138	31,62		808,28	1686,62	6881,39		1321,70		
	C-D	0,003	0,00138	31,62		808,28	2697,09	11004,13		1321,70		

**Tableau IV-15:** Inerties fictives des portiques transversaux.

Les inerties fictives des portiques sont résumées dans le tableau suivant :

	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	9	moy
<b>Sens longitudinal</b>	0,18	0,37	0,53	0,87	0,76	0,98	1,3	1,71	2,22	5,28	1,42
<b>Sens transversal</b>	0,19	0,46	0,64	0,85	0,85	1,09	1,41	1,4	2,12	4,28	1,33

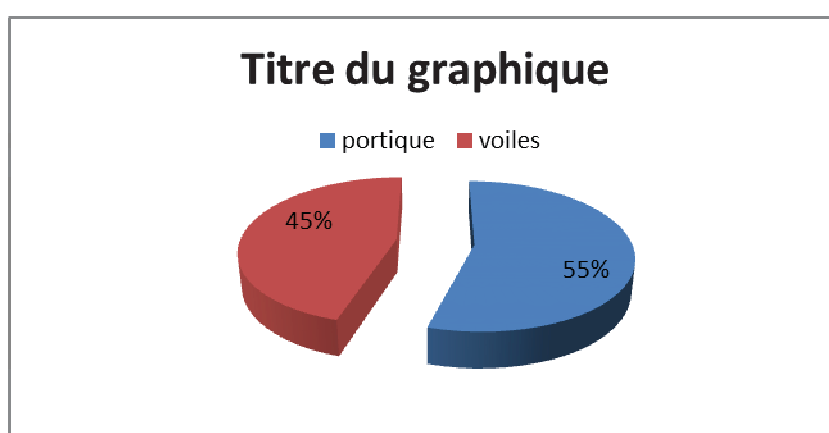
**Tableau IV-16 :** Résumé des inerties fictives des portiques

**IV.5. Comparaison des inerties des voiles et des portiques :**

- *Sens Longitudinal :*

	Inertie (m <sup>4</sup> )	Pourcentage (%)
Portique	1,42	54,7
Voiles	1,176	45,3
Portique + Voiles	2,596	100%

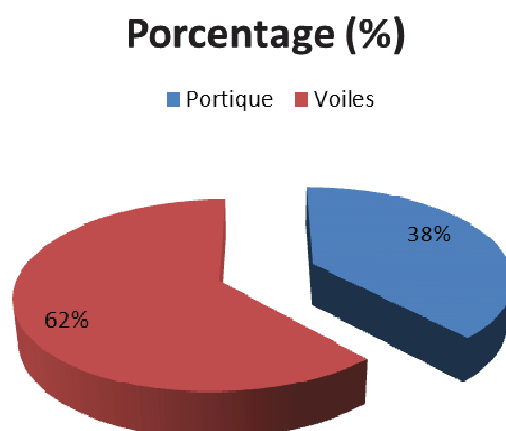
**Tableau IV-17 :** Comparaison des inerties des voiles et des portiques

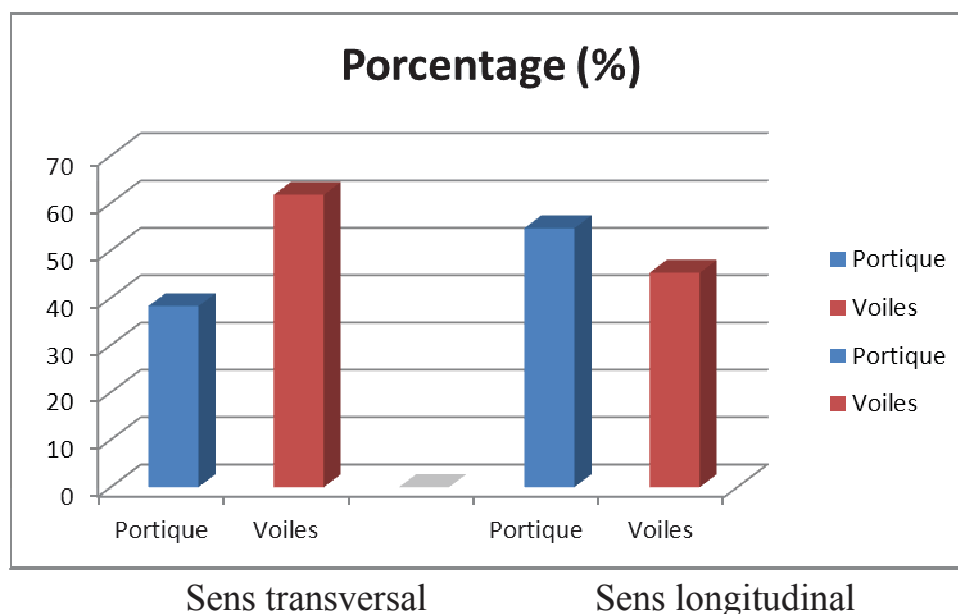


- *Sens transversal :*

	Inertie (m <sup>4</sup> )	Pourcentage(%)
Portiques	1,33	38,26
Voiles	2,146	61,74
Portiques+Voiles	3,476	100

**Tableau IV-18 :** Comparaison des inerties des voiles et des portiques





**Figure IV-3: Comparaison des inerties des voiles et des portiques.**

Pour concevoir une structure contreventée par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique-voile, le R.P.A 99 recommande ce qui suit :

Le RPA prescrit pour ce genre de système (mixte) les recommandations suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relative ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

### **Conclusion :**

Dans notre cas les portiques reprendre plus de 25%des sollicitations dues aux charges verticales (tel que prévu par le RPA).

➤ Cela nous ramène à dire que nous avons un contreventement mixte avec interaction voile-portique dans les deux sens principaux.

➤ Le coefficient de comportement global de la structure  $R = 5$  (RPA 2003 Art 4.2.3 Tableau 4.3).

## **Chapitre V**

# **Modélisation de la structure**

### V). Modélisation de la structure

#### V-1) Introduction:

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

#### ❖ **Modélisation en masse concentrée :**

Dans ce modèle les masses sont concentrées au niveau de chaque plancher formant ainsi un pendule multiple, c'est un modèle simple mais qui a des limitations (discontinuités dans le système structural, irrégularités).

#### ❖ **Modélisation en éléments finis :**

Dans ce cas la structure est décomposée en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolations on balaye tout l'élément puis toute la structure.

#### ➤ **Concept de base de la M.E.F :**

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres » pour chaque type d'élément, (un fonction forme) fonction de déformation de la forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être divisée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnue les déformations au niveau des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces

déformations, ensuite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

### V-2) Description de l'ETABS :

L'ETABS (Extended Three Dimension Analyses Building Systems ) est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adaptée aux bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques, qui est un calcul sous charge vertical (G et Q) et dynamiques qui est un calcul sous charge horizontale représenté par le séisme (E). avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppées, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

### ❖ Terminologie:

Grid line : ligne de grille.	Joints : nœuds.
Frame : portique (cadre).	Shell : voile.
Element : élément.	Restraints : degrés de liberté (DDL).
Loads : charge.	Uniformedloads : point d'application de la charge.
Define : définir.	Material : matériaux.
Concrete : béton.	Steel : acier.
Frame section : coffrage.	Column : poteau.
Beam : poutre.	Responsespecrum : spectre de réponse.

### V-3) Manuel d'utilisation de l'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS V.9.6.0

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS .

### V-4) Etapes de modélisation :

#### a) Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

#### ➤ Choix des unités :

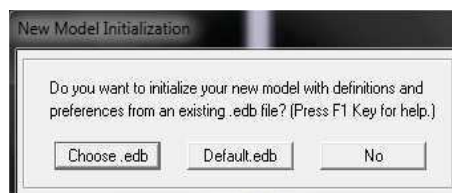
On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans L'ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne (T.m) comme unités de base pour les forces et déplacements.



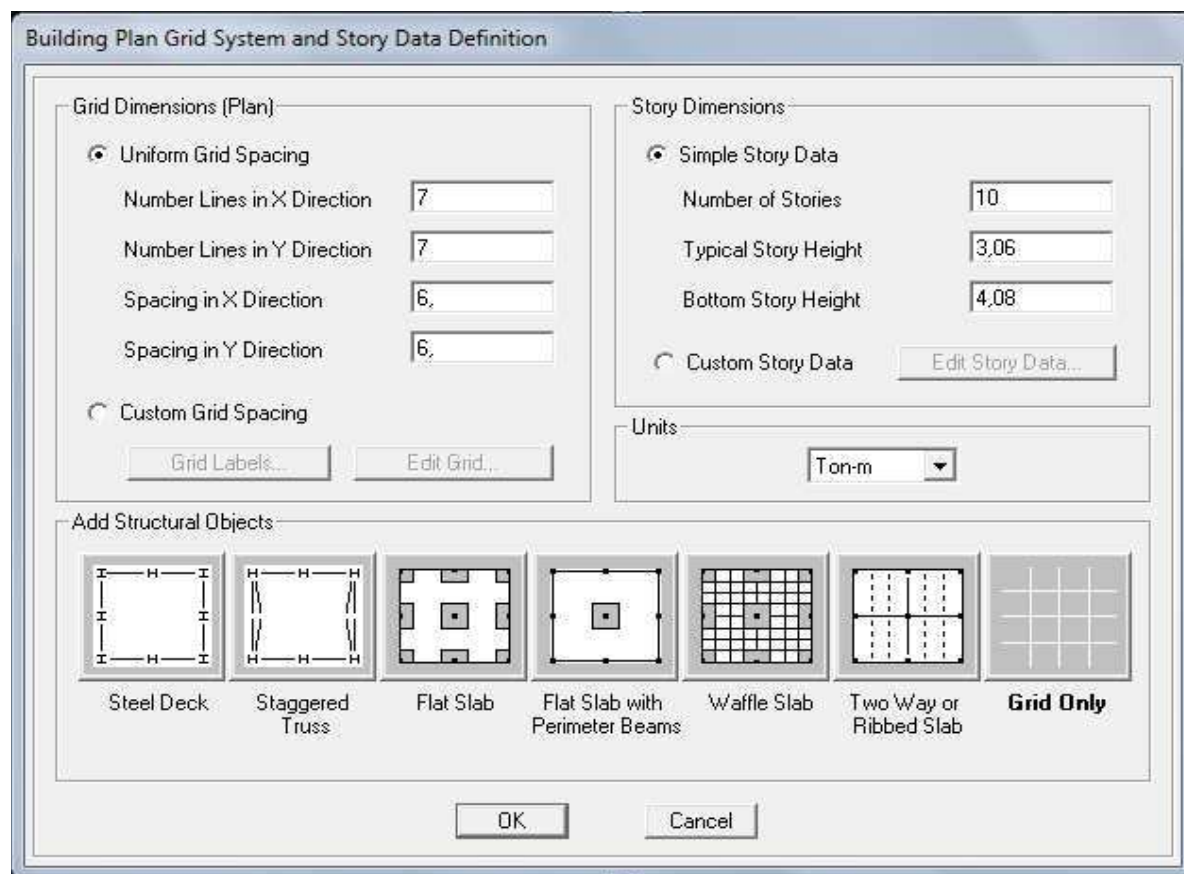
#### ➤ Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne file **New model** ou bien (**ctrl+n**).

Puis on clique sur **Default.edb**



Cette option permet de créer rapidement un modèle régulier, en utilisant des exemples de structures prédéfinis dans la base de données.



**Fig V-1 : Différents modèles de structures prédéfinies par ETABS et lignes de grilles par défaut.**

Pour une construction en Auto-Store on choisit la première icône, dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nombre des lignes dans la direction X (Numberlines in X direction)
- Le nombre des lignes dans la direction Y (Numberlines in Y direction)
- Nombre de travées dans le sens de Y (Number of bays along Y)
- Hauteur d'étage (story High)
- Longueur de travée dans le sens de X (Spacing in X direction) (Entre axes)
- Longueur de travée dans le sens de Y (Spacing in Y direction) (Entre axes)
- Le nombre d'étage (Number of stories)
- la hauteur d'étage courant (typical story High)
- La hauteur d'étage en bas (RDC) (bottom story hight)



**Fig V-3 : définition des propriétés mécanique des matériaux.**

**b) Deuxième étape:**

La deuxième étape consiste à spécifier les propriétés des membrures pour la structure à modéliser

➤ **Définition des caractéristiques géométriques des éléments :**

On va spécifiées ou définir pour chaque groupe d'éléments des structures leurs propriétés géométriques (les poutres principales et secondaires, les poteaux, les planchers, les dalles pleins et les voiles), qui sont en béton armé «conc»:

➤ **Pour les poutres et les poteaux :**

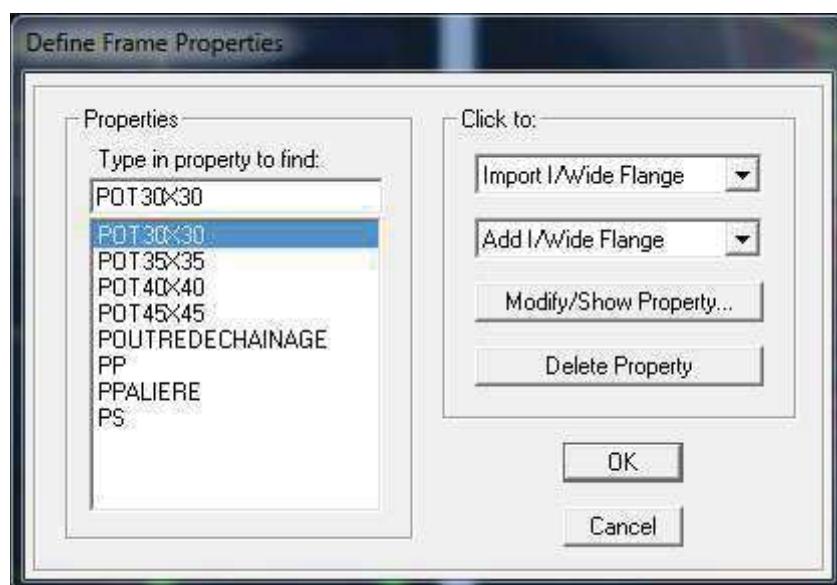
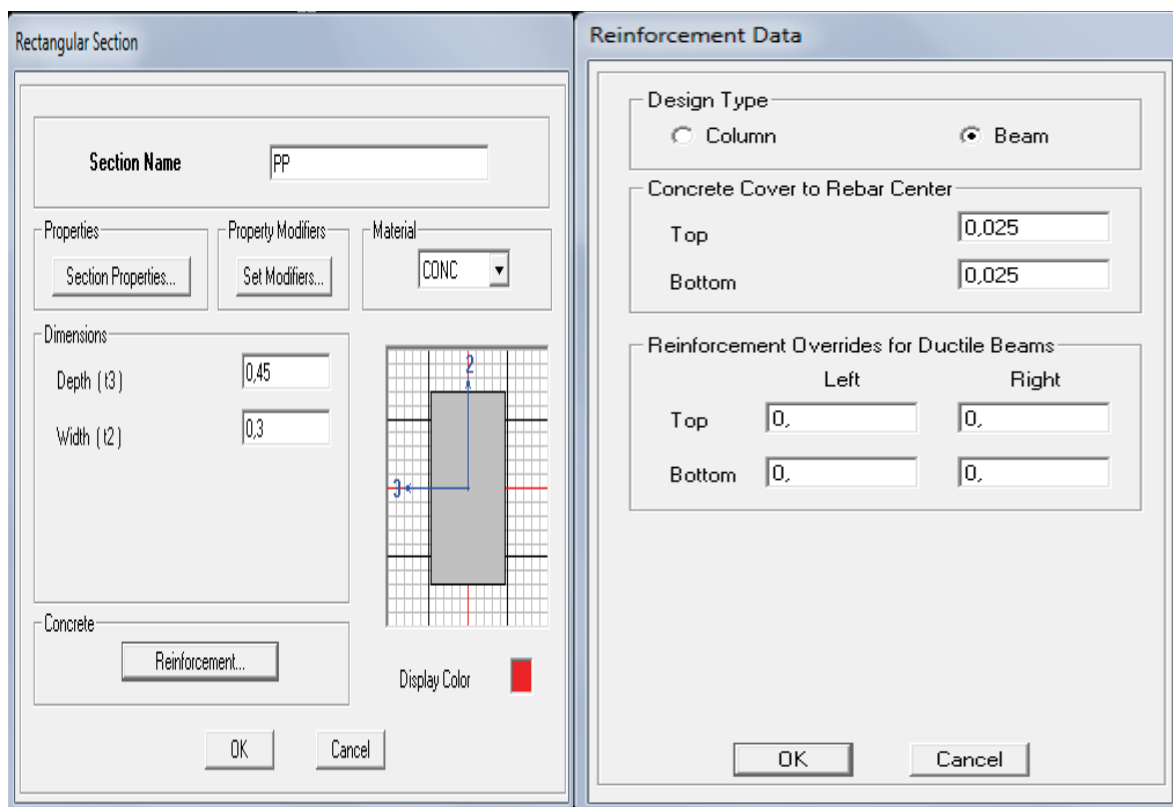
Define frame sections ou 

Icône properties on sélection tout delete property

Icône click to « add rectangular » pour la section de poutre et des poteaux.

**Remarque :**

Dans l'introduction des propriétés des poutres et des poteaux il faut spécifie :  
 Pur les poteaux column, et pour les poutres beam,



**Fig V-4) Introduction des propriétés des poutres et des poteaux**

Nous validons avec OK, et on refait la même opération jusqu'à définir toutes les sections.

➤ **Pour les voiles et les dalles pleines :**

Define –Wall/slab/deck section ou (  )

On distingue plusieurs types des éléments plaques qui sont:

**Elément shells** : il est utilisé pour la modélisation des voiles, dalles .Les sections de cetélément sont définies par l'épaisseur.

**Elément membran** : il est utilisé pour les éléments minces.

**Elément plate** : c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.

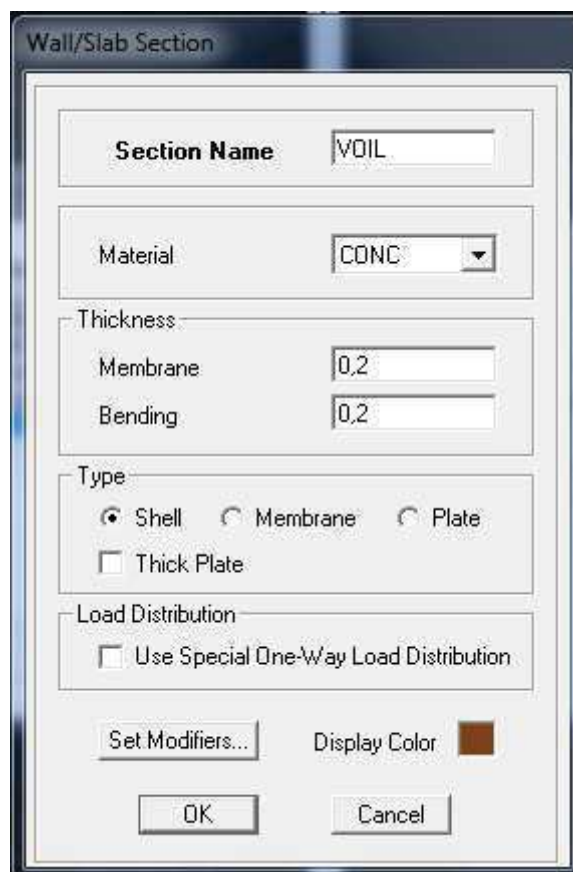


Fig V-5 : Définition des voiles.

### Remarque :

-Quand on modélise les voiles on doit modélisée leurs raidisseurs. Pour les introduire on les détermine comme les voiles avec le dimensionnement des poteaux.

-Les voiles et leurs raidisseurs sont un seul élément, et pour les définir ainsi on :

.Sélectionnons-les.

Ramenant l'instruction suivant :


Assing Shelle/Area Pier Label.

### c) Troisième étape:

Dans cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites pour les structures à modéliser.

#### - Appuis :

Les supports peuvent être spécifiés comme articulés, encastrés, ou comme encastrés avec certaines relaxations. La liaison entre les deux éléments (fondation et poteau) dans le nœud et un encastrement, pour définir ça dans de l'étape on :

- sélectionne les nœuds à la base.
- Ramenant l'instruction suivante :
- Assign joint/point restraints. 



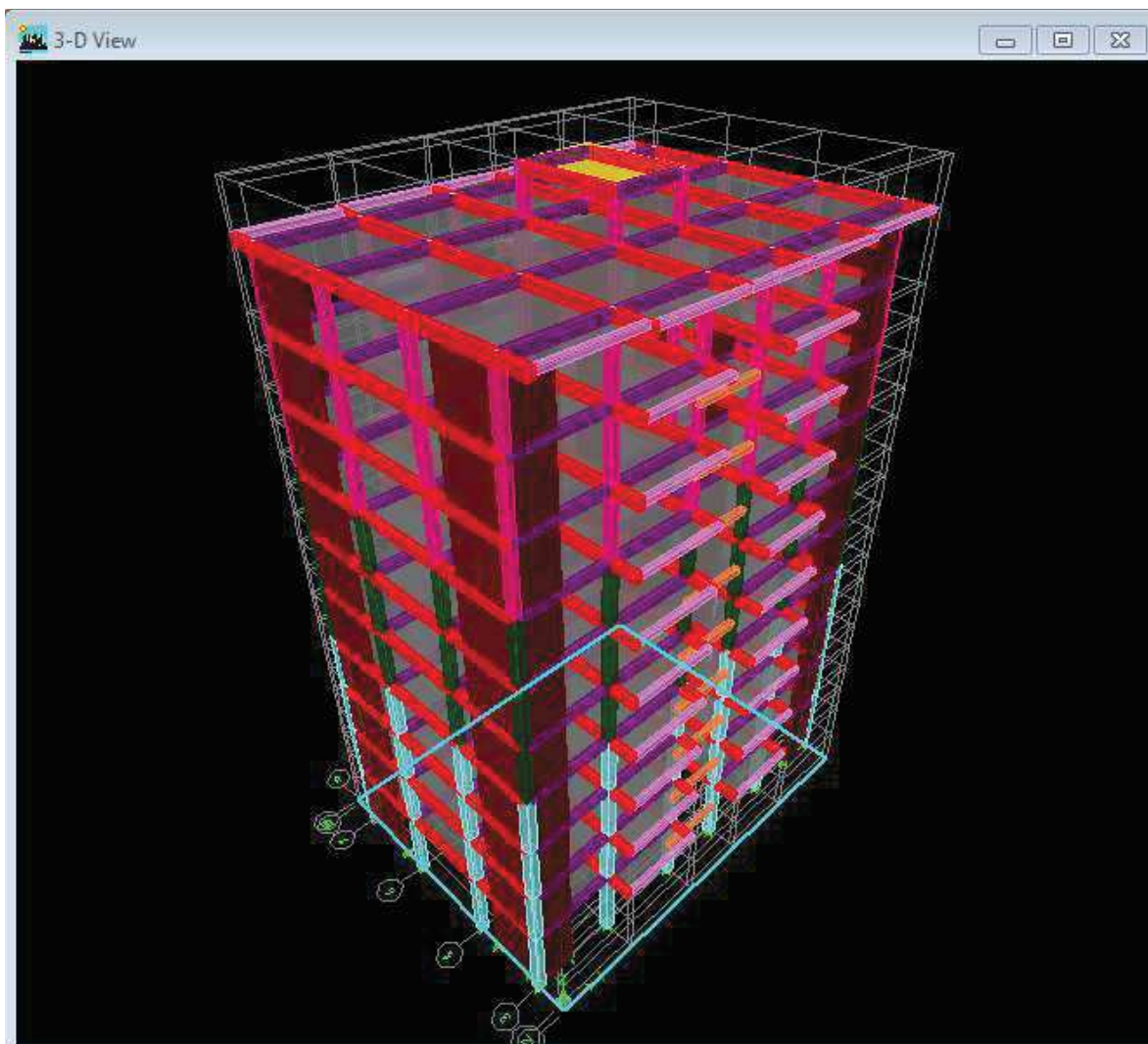


Fig V-6 : Spécifier les conditions aux limites :

### ➤ Définition de l'action sismique :

La masse sismique c'est une masse vibrante qui est excité le séisme dont cette masse égale :

$$W_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} + \beta Q_{\text{plancher}}$$

$\beta$  : Coefficient de pondération.

L'instruction : Define masse source

Nous permet l'introduction cette masse pour l'étude dynamique d'une manière automatique

### Remarque :

Le modèle va prendre les charges permanentes et d'exploitation comme des charges répartie son couchant la case **from load**

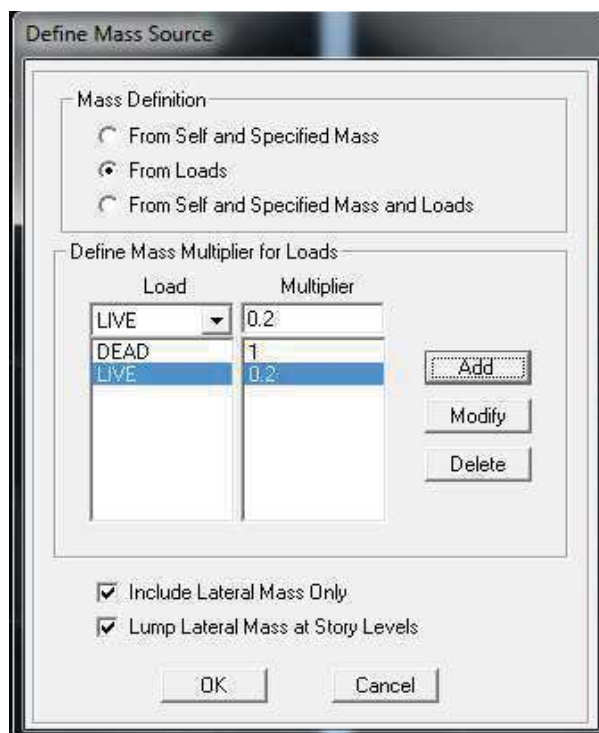
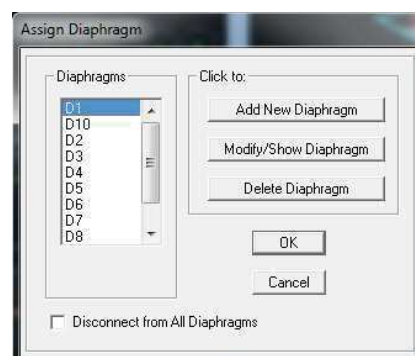


Fig V-7 Définition de l'action sismique :

### ❖ les diaphragmes (constraints) :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigide ; on doit relier tous les nœuds d'un même plancher a son nœud maître de sorte qu'ils forment un Diaphragme.

Assigne joint/point diaphragme.



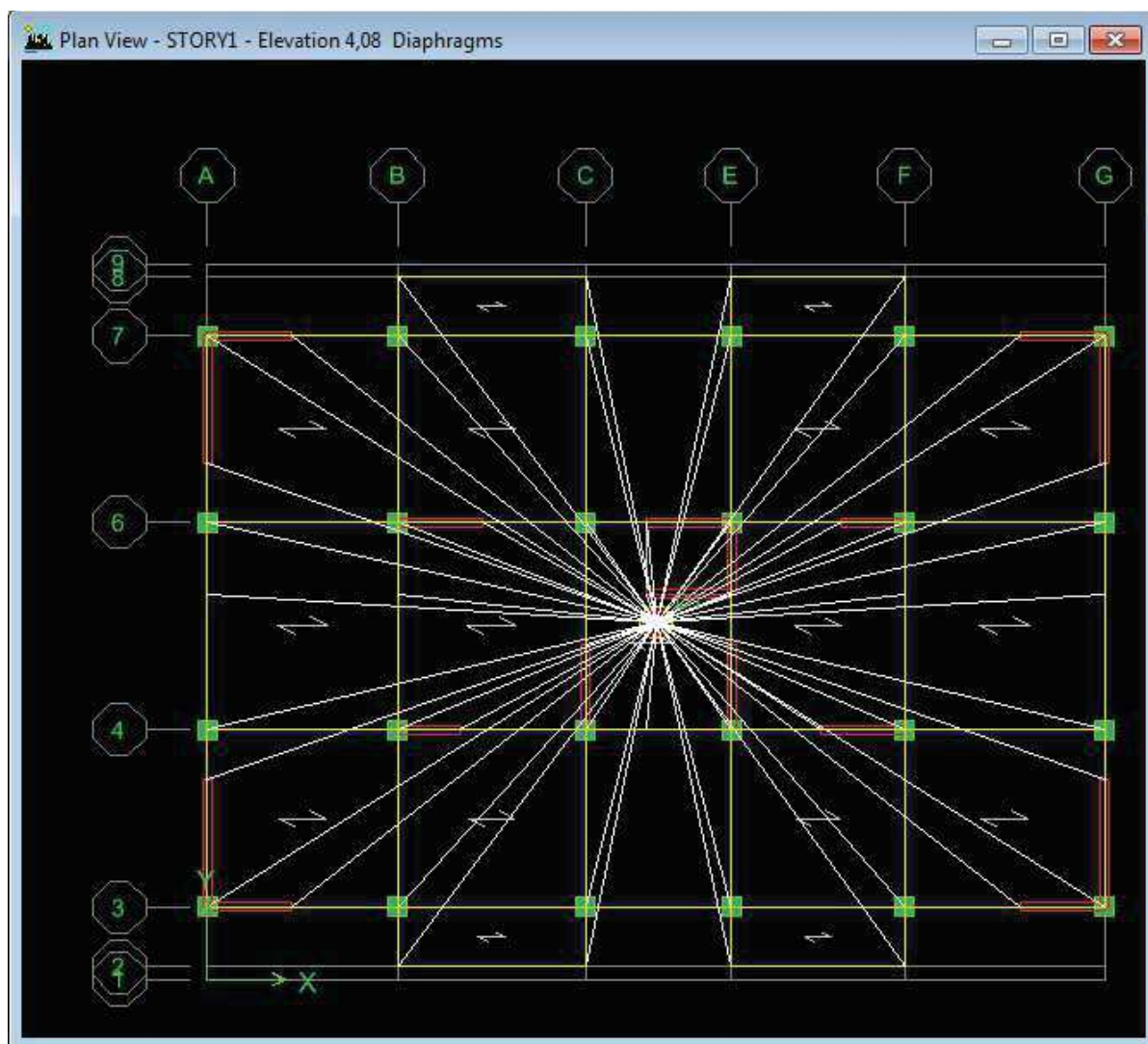


Fig V-8 : Définition du diaphragme

### d) Quatrième étape :

La quatrième étape consiste à définir les charges appliquées sur la structure à modéliser.

#### ➤ charge statique

#### • définition de charge :

Define static cases 

Cette instruction nous permet de définir les cas de charges et leurs types, telle que, on distingue les charges permanentes (G ou DEAD), d'exploitations (Q ou LIVE), sismiques (QUAKE), vent (WIND), de neige (SNOW) et d'autre.

Le poids propre de la structure est pris en compte par le coefficient 1, par contre le poids propre des charges d'exploitation annulé donc on remplace ce coefficient par 0.

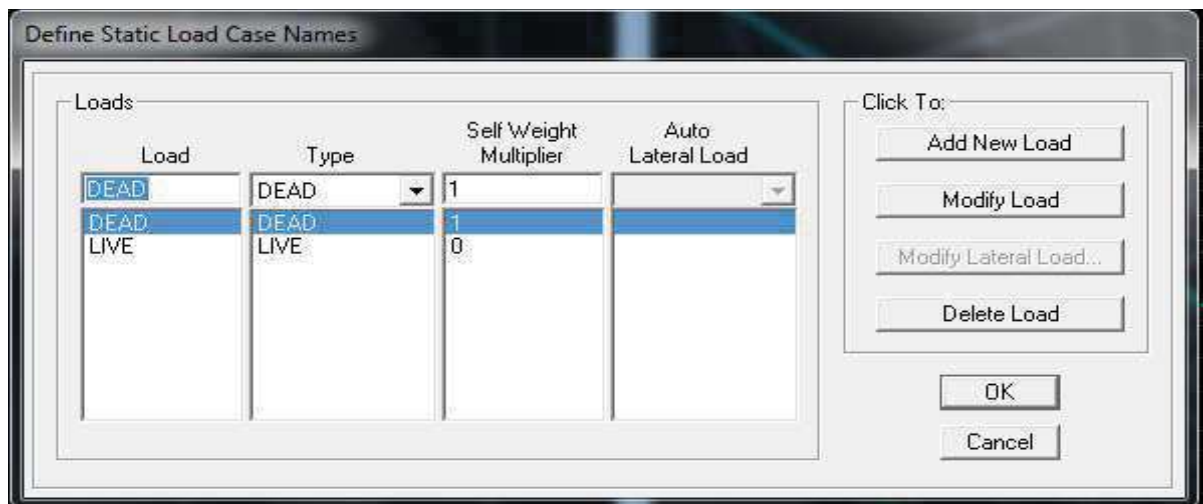


Fig V-9 : Définition des charges

- **Introduction des charges :**
- ❖ **La charge sismique :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul qui est défini par le code parasismique RPA 2003 (voire chapitre I)

On définit le spectre comme suite

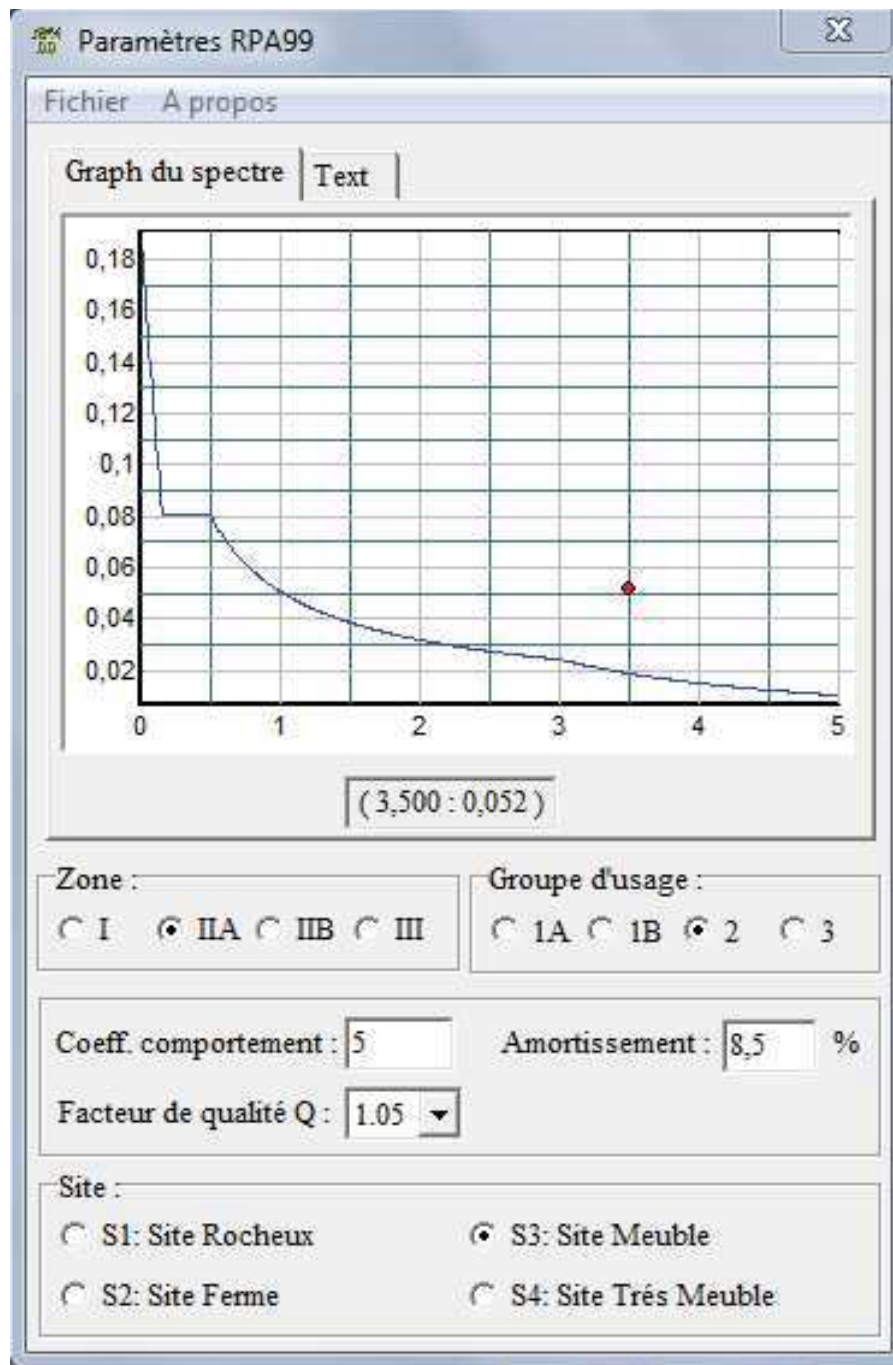


Fig V-10 : Spectre de calcul

➤ **L'introduction du spectre :**

Define Reponse spectrum functions 

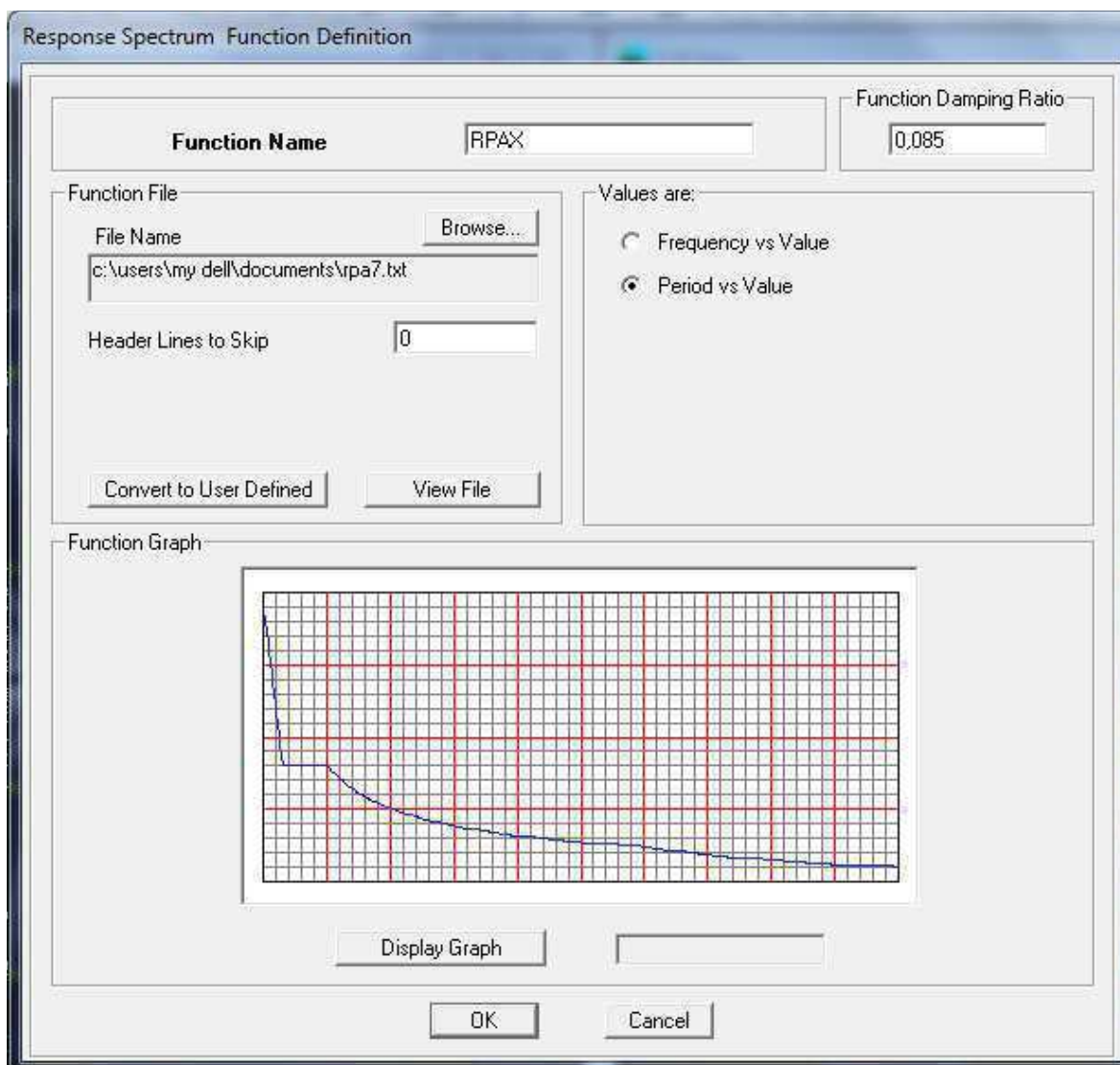
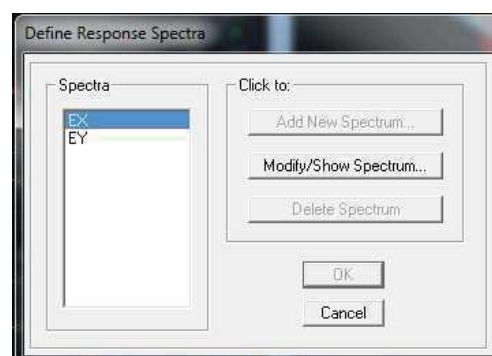


Fig V-11 : Introduction du spectre de réponse

Define Réponse spectrumfunctions :

Cliquer sur Add spectrum from file

On introduit le nom de la fonction



### e) cinquième étape :

La cinquième étape consiste à spécifier les combinaisons de charges

Define → Load combination 

On introduit les combinaisons de charges :

**Les combinaisons accidentelles d'après le RPA.**

(G+Q+E , G+Q-E) , (0,8G+E , 0,8G-E)

**D'après le BAEL les combinaisons de charge sont :**

(ELU : 1,35G+1,5Q) , (ELS : G+Q).

Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliqué sur **Add new Combo**, on aura à introduire :

Le nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients par exemple l'**ELU (1.35G + 1.5Q)**.

f) choisir **G** dans Case Name et introduire **1.35** dans Scale Factor et cliquer sur **Add**

g) choisir **Q** dans Case Name et introduire **1.5** dans Scale Factor et cliquer sur **Add**

Valider avec **OK**

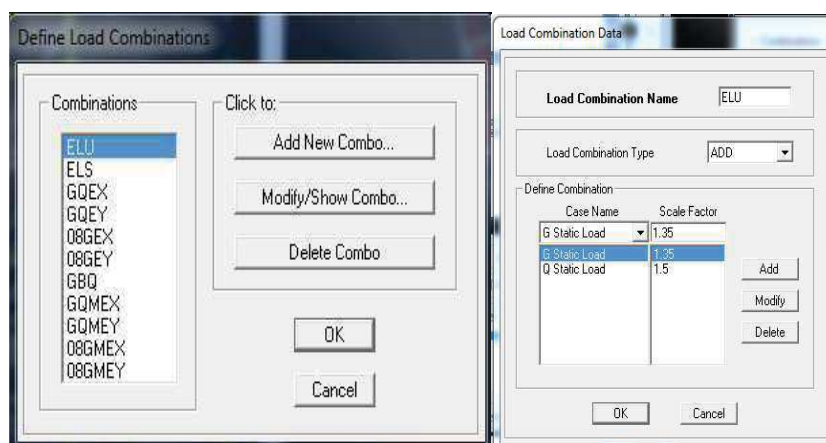


Fig VI-12 : Introductions de la charge sismique

### f) sixième étape :

Cette étape consiste à lancer l'analyse dynamique, mais il y a lieu de spécifier le nombre de mode à utiliser dans le calcul d'une manière on doit avoir une participation massique supérieure à 90% selon le RPA 2003 :

#### ➤ Modes de vibration :

Analyze → Set analysis Options

Cocher **DynamiebAnalysis** Et clique sur **Set Dynamie parameters**

On spécifier le nombre de modes a prendre en considération la ou s'est écrit **Nombre of modes** et on valide avec **OK**. Valider une autre fois dans la fenêtre de **Analysis option**.

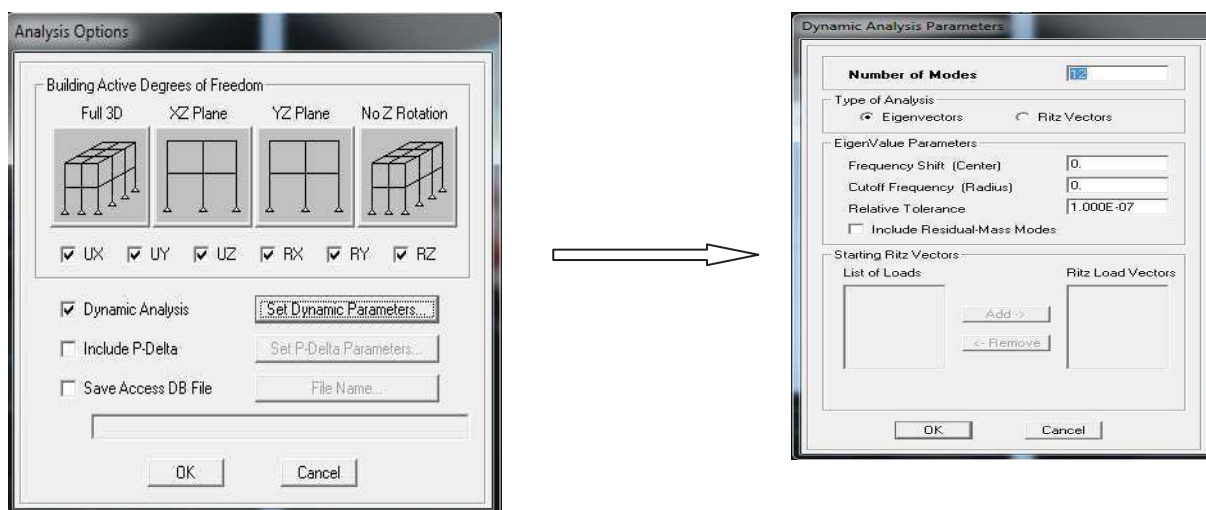


Fig V-13 : Spécifier le nombre de modes

### Exécution :

Analyze → Run(F5), ou cliquer sur L'ETABS 

### g) Septième étape:

La septième étape consiste à visualiser les résultats de l'analyse.

Display shaw Deformed shape

Les déformations sous n'importe quel cas de charge peuvent êtres tracées et les valeurs des déformations aux niveaux des nœuds peuvent êtres affichées ou imprimées.

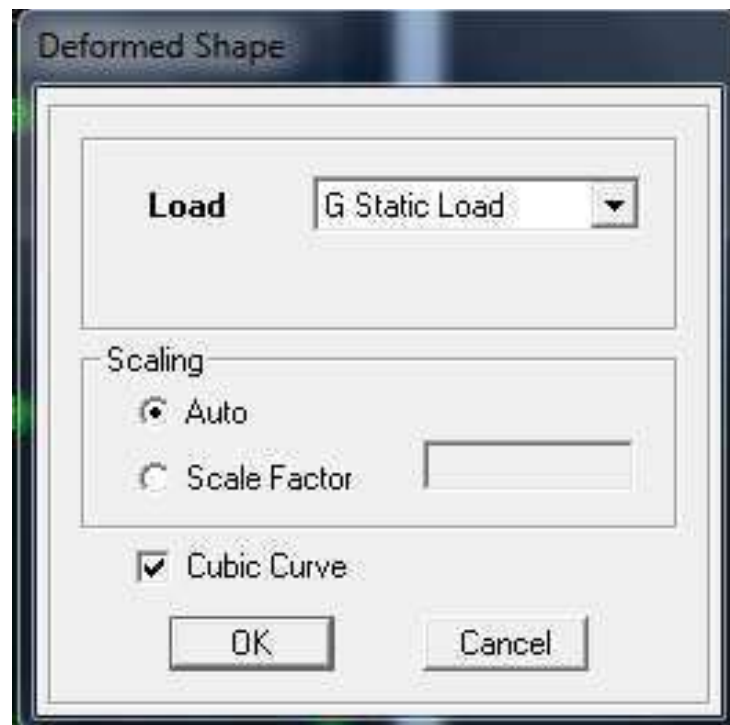


Fig VI-14 : Visualisation des déplacements des différents modes.

**Réaction :**

Display ~~S~~how Member Forces/ Stresses Diagram Support/Spring reaction.

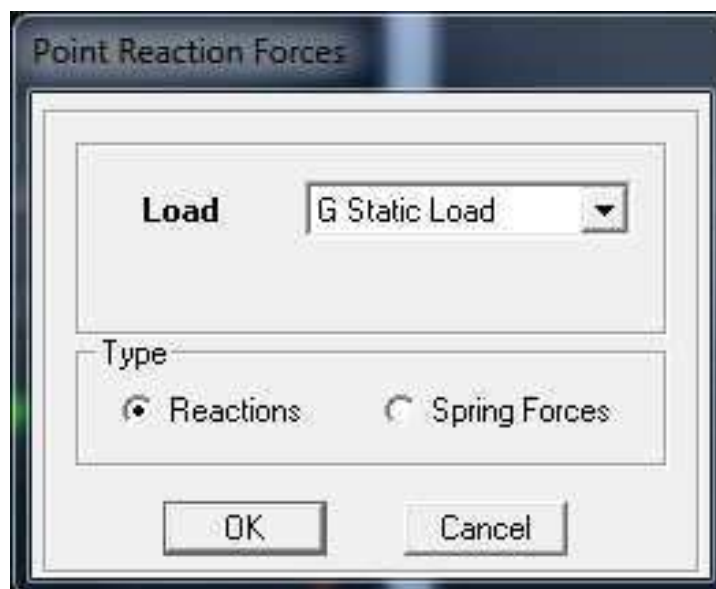


Fig V-15 : Visualisation des réactions.

➤ **Visualisation des modes de vibration :**

Display Show Shape.

Les déformations des modes propres peuvent être illustrées pour une meilleure appréciation et contrôle des modes des structures en espace.

➤ **Résultat d'analyse :**

Pour extraire les efforts internes, les contraintes et les déplacements sous forme de tableaux, on clique sur :

Display show tables.

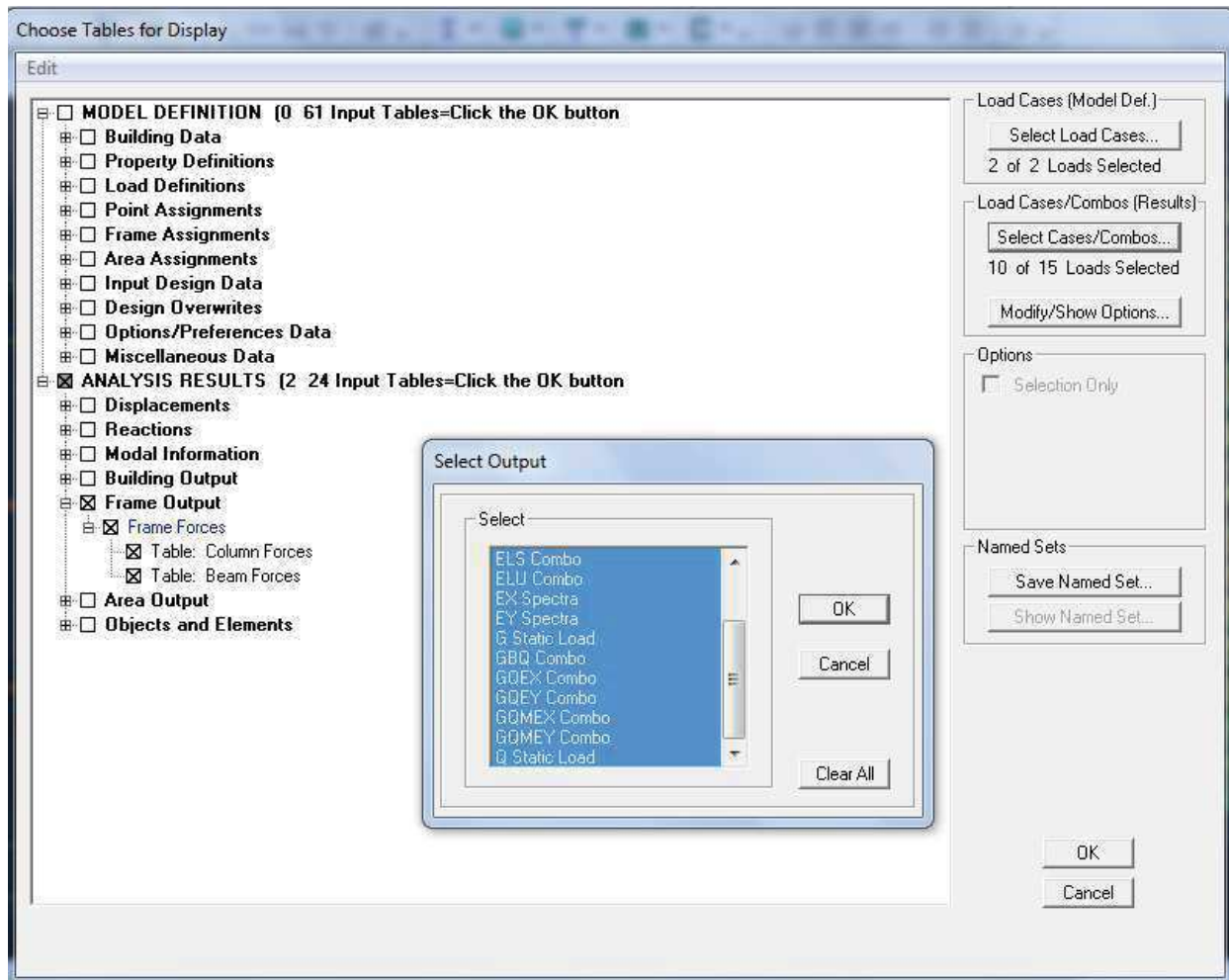


Fig V-16 : Extraction des efforts avec le choix des combinaisons.

## Chapitre V : Modélisation de la structure

	Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
▶	STORY10	C2	G	0,000	-2,86	0,02	-0,01	0,002	-0,03
	STORY10	C2	G	1,305	-2,46	0,02	-0,01	0,002	-0,01
	STORY10	C2	G	2,610	-2,06	0,02	-0,01	0,002	0,004
	STORY10	C2	Q	0,000	-0,25	0,00	-0,01	0,000	-0,01
	STORY10	C2	Q	1,305	-0,25	0,00	-0,01	0,000	-0,00
	STORY10	C2	Q	2,610	-0,25	0,00	-0,01	0,000	0,005
	STORY10	C2	EX	0,000	1,16	0,02	0,01	0,030	0,021
	STORY10	C2	EX	1,305	1,16	0,02	0,01	0,030	0,004
	STORY10	C2	EX	2,610	1,16	0,02	0,01	0,030	0,016
	STORY10	C2	EY	0,000	0,98	0,01	0,02	0,037	0,037
	STORY10	C2	EY	1,305	0,98	0,01	0,02	0,037	0,016
	STORY10	C2	EY	2,610	0,98	0,01	0,02	0,037	0,006
	STORY10	C2	ELU	0,000	-4,24	0,03	-0,03	0,003	-0,06
	STORY10	C2	ELU	1,305	-3,70	0,03	-0,03	0,003	-0,02
	STORY10	C2	ELU	2,610	-3,16	0,03	-0,03	0,003	0,013
	STORY10	C2	ELS	0,000	-3,11	0,02	-0,02	0,002	-0,04
	STORY10	C2	ELS	1,305	-2,71	0,02	-0,02	0,002	-0,01
	STORY10	C2	ELS	2,610	-2,24	0,02	-0,02	0,002	0,005

Fig V-18 : Exportation des résultats vers l'Excel.

**Chapitre VI**

**Vérifications, et  
interprétation des résultats**

### VI.1 Introduction :

En plus des sollicitations statiques (charges et surcharges), la structure d'un bâtiment est soumise à des sollicitations dynamiques dues essentiellement aux actions sismiques.

De ce fait, la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception de cette dernière.

Le calcul des forces sismiques est mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

### VI.2 Méthode statique équivalente (RPA99/Art 4.2)

#### 1) Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

#### 2) Conditions d'application : (RPA99/Art 4.1.2)

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment étudié doit être régulier en plan et en élévation ; avec en plus :

$H \leq 65$  m pour les zones I ; IIa ; IIb.

$H \leq 30$  m pour la zone III.

b) Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant, outre les Conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires exigées par le RPA (ART 4.1.2).

#### ✚ Remarque :

Notre structure ne satisfait pas la condition (b) car elle dépasse (07) niveaux ou 23mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2, donc :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre cas.

### VI.3 Méthode d'analyse modale spectrale (RPA99/Art 4.3)

#### 1) Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de Calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

#### 2) Les hypothèses :

- ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres).
- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.

- ✓ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.
- ✓ Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

**VI.4-1 : Vérification de la période de vibration et la participation de la masse modale : (Art 4.2.4 du RPA 99/ version 2003) :**

**a) la période :**

La valeur de la période fondamentale T de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T (h_N)^{\frac{3}{4}} \quad (\text{Formule 4-6 du RPA 99 / version 2003}).$$

$h_N$ : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$C_T$ : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

cas n°	système de contreventement	$C_T$
1	portique auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	portique auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	portique auto stable en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie,	0,050

**Tableau VI-1: Valeurs du coefficient  $C_T$  .**

- Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Donc :  $T = 0,05(32.62)^{\frac{3}{4}} = 0,667 \text{ s}$

Après majoration de la période de 30 % on a :  $T = 0,667 \times 1,3 = 0.847s$

La période analytique tiré des tableaux donné par le logiciel Robot :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0,847	69,947	1,987	0,000	69,947	1,987	0,000	2,861	96,138	0,190	2,861	96,138	0,190
2	0,721	2,015	66,733	0,000	71,962	68,720	0,000	94,794	2,678	0,858	97,655	98,816	1,048
3	0,603	0,400	0,719	0,000	72,362	69,438	0,000	1,015	0,509	67,383	98,671	99,325	68,431
4	0,236	15,309	0,090	0,000	87,671	69,528	0,000	0,017	0,309	0,028	98,687	99,634	68,459
5	0,182	0,051	18,582	0,000	87,722	88,110	0,000	1,014	0,000	0,112	99,701	99,634	68,571
6	0,144	0,016	0,102	0,000	87,738	88,213	0,000	0,005	0,000	19,469	99,706	99,634	88,041
7	0,107	5,281	0,010	0,000	93,019	88,223	0,000	0,000	0,269	0,005	99,707	99,903	88,046
8	0,084	0,001	3,875	0,000	93,020	92,098	0,000	0,157	0,000	0,010	99,864	99,903	88,056
9	0,080	0,304	0,004	0,000	93,324	92,102	0,000	0,000	0,003	0,000	99,865	99,905	88,056
10	0,074	0,007	0,828	0,000	93,332	92,930	0,000	0,026	0,000	0,025	99,891	99,905	88,081
11	0,073	0,006	1,159	0,000	93,337	94,089	0,000	0,035	0,000	0,114	99,926	99,906	88,195
12	0,062	0,006	0,028	0,000	93,343	94,118	0,000	0,001	0,000	5,911	99,927	99,906	94,106

**Tableau VI-2: Période analytique donnée par Etabs.**

$T_{analytique} = 0.867 > T_{Rrobot} = 0.847$  ..... Condition vérifiée.

**b) la participation de la masse modale :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure (d'après le RPA).
  - Dans la direction (x-x), on a atteint la masse participante au mode 8(93.02 ≥ 90%).
  - Dans la direction (y-y), on a atteint la masse participante au mode 8(92,098 ≥ 90%).

La valeur de la participation massique a atteint les 90% dans le mode 8.

**VI.4.2 Déplacement inter-étages (déplacement des nœuds) Art 5.10 RPA 99/ version 2003.**

D'après le RPA 99/2003, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1.0 % de la

hauteur de l'étage moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\left. \begin{aligned} \delta_k &= \delta_{ek} \times R \\ \Delta_k &= \delta_k - \delta_{k-1} \end{aligned} \right\} \longrightarrow \Delta_k \leq 1\%$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_1$  (y compris l'effet de torsion).

R: Coefficient de comportement.

Niveaux	U <sub>x</sub> (m)	$\delta_k = \frac{\delta_{ek}}{R}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	U <sub>y</sub> (m)	$\delta_k = \frac{\delta_{ek}}{R}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	R	h (m)	1 % h	Condition
Etage 9	0,0136	0,068	0,006	0,0113	0,0565	0,006	5	3,06	0,0306	Vérifier
Etage 8	0,0124	0,062	0,0065	0,0101	0,0505	0,0065	5	3,06	0,0306	Vérifier
Etage 7	0,0111	0,0555	0,007	0,0088	0,044	0,007	5	3,06	0,0306	Vérifier
Etage 6	0,0097	0,0485	0,008	0,0074	0,037	0,0065	5	3,06	0,0306	Vérifier
Etage 5	0,0081	0,0405	0,008	0,0061	0,0305	0,0065	5	3,06	0,0306	Vérifier
Etage 4	0,0065	0,0325	0,008	0,0048	0,024	0,0065	5	3,06	0,0306	Vérifier
Etage 3	0,0049	0,0245	0,008	0,0035	0,0175	0,006	5	3,06	0,0306	Vérifier
Etage 2	0,0033	0,0165	0,007	0,0023	0,0115	0,005	5	3,06	0,0306	Vérifier
Etage 1	0,0019	0,0095	0,006	0,0013	0,0065	0,004	5	3,06	0,0306	Vérifier
RDC	0,0007	0,0035	0,0035	0,0005	0,0025	0,0025	5	4,08	0,0408	Vérifier

**Tableau VI-3 : Vérification des déplacements inter-étages.**

Les déplacements relatifs de tous les niveaux dans les deux directions sont inférieurs aux déplacements admissibles.

**VI.4.3 : L'effet P-Δ (Art 5.9 du RPA 99/ version 2003) :**

L'effet P-Delta est un effet linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou 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). La valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

Les effets de deuxième ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

$P_k$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k».  $P_k = \sum(WG_i + \beta WQ_i)$

$V_k$ : Effort tranchant au niveau «k» =  $\sum F_i$ .

$\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1».

$h_k$ : Hauteur d'étage «k».

- Si  $\theta_k < 0,1$  : les effets de 2<sup>ème</sup> ordre sont négligés.
- Si  $0,1 < \theta_k < 0,2$  : il faut augmenter l'effet de l'action sismique affecter d'un facteur égale à  $\frac{1}{(1-\theta)}$ .
- Si  $\theta_k > 0,2$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Caractéristiques des niveaux			Sens x-x			Sens y-y		
Niveaux	P (KN)	hk	$\Delta K$ (m)	Vk	$\theta X$	$\Delta K$ (m)	Vk	$\theta y$
Etage 9	438,01	3,06	0,0060	37,03	0,0231	0,0060	41,24	0,0208
Etage 8	792,65	3,06	0,0065	61,28	0,0274	0,0065	68,03	0,0247
Etage 7	1135,08	3,06	0,0070	79,78	0,0325	0,0070	88,05	0,0294
Etage 6	1497,61	3,06	0,0080	96,97	0,0403	0,0065	106,31	0,0299
Etage 5	1707,41	3,06	0,0080	105,61	0,0422	0,0065	115,41	0,0314
Etage 4	2063,86	3,06	0,0080	117,75	0,0458	0,0065	128,09	0,0342
Etage 3	2428,12	3,06	0,0080	127,98	0,0496	0,0060	138,63	0,0343
Etage 2	2792,37	3,06	0,0080	136,8	0,0533	0,0050	147,77	0,0308
Etage 1	3156,63	3,06	0,0060	143,43	0,0431	0,0040	154,95	0,0266
RDC	3559,61	4,08	0,0035	146,74	0,0208	0,0025	158,87	0,0137

Tableau VI-4 : Vérification des effets P- $\Delta$

On constate que  $\theta X$  et  $\theta Y$  sont inférieure à (0.1)

Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

VI-4-4 : les excentricités :

➤ **Définition :**

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs.

➤ **Excentricité Accidentelle et Excentricité Théorique :**

Story	Diaphragm m	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMass X	CumMass Y	XCCM	YCC M	XCR	YCR
<b>RDC</b>	D1	38,8517	38,8517	10,627	8,434	38,8517	38,8517	10,627	8,434	10,878	8,744
<b>Etage1</b>	D2	36,4891	36,4891	10,624	8,434	36,4891	36,4891	10,624	8,434	10,929	8,77
<b>Etage2</b>	D3	36,4891	36,4891	10,624	8,434	36,4891	36,4891	10,624	8,434	10,946	8,799
<b>Etage3</b>	D4	36,0913	36,0913	10,624	8,434	36,0913	36,0913	10,624	8,434	10,951	8,827
<b>Etage4</b>	D5	35,7588	35,7588	10,624	8,435	35,7588	35,7588	10,624	8,435	10,951	8,854
<b>Etage5</b>	D6	20,8048	20,8048	10,647	8,441	20,8048	20,8048	10,647	8,441	10,949	8,877
<b>Etage6</b>	D7	36,0275	36,0275	10,622	8,426	36,0275	36,0275	10,622	8,426	10,945	8,897
<b>Etage7</b>	D8	34,395	34,395	10,627	8,446	34,395	34,395	10,627	8,446	10,942	8,914
<b>Etage8</b>	D9	35,6068	35,6068	10,624	8,435	35,6068	35,6068	10,624	8,435	10,941	8,929
<b>Etage9</b>	D10	37,961	37,961	10,626	8,437	37,961	37,961	10,626	8,437	10,941	8,942

**Tableau VI-5 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.**

**A) Excentricité accidentelle :**

Les aspects aléatoires de la excentricité dite « accidentelle », égale dans chaque direction principale à 5 % de la dimension du bâtiment dans la direction orthogonale.

**RPA2003-Art4.2.7 :**

Elle est prise égale à 5 % de la plus excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion). Son calcul est donné comme suit :  $e = 0,05.Lx$

**· RPA2003-Art4.3.7 :**

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle (additionnelle) égale à 0.05 L (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliqué au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction d'où :

Suivant le **sens x-x (ex)** : On vérifie que :  $e_x = CM - CR \leq 5\% Lx$

Suivant **Y-Y (ey)** : On vérifie que :  $e_y = CM - CR \leq 5\% Ly$

**b)-Excentricité théorique :**

C'est la distance entre le centre de flexion du système de contreventement et le centre de gravité, projetée sur la direction sur la base des plans de structures et elle doit être inférieure à la valeur de l'excentricité accidentelle calculée, Elle est donnée par les formules suivantes

**$e_x = XCM - XCR$**

**$e_y = YCM - YCR$**

- les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Niveaux	EX	Ey	5 % Lx	5 % Ly
RDC	-0,251	-0,31	1,07	0,815
Etage 1	-0,305	-0,336	1,07	0,815
Etage 2	-0,322	-0,365	1,07	0,815
Etage 3	-0,327	-0,393	1,07	0,815
Etage 4	-0,327	-0,419	1,07	0,815
Etage 5	-0,302	-0,436	1,07	0,815
Etage 6	-0,323	-0,471	1,07	0,815
Etage 7	-0,315	-0,468	1,07	0,815
Etage 8	-0,317	-0,494	1,07	0,815
Etage 9	-0,305	-0,505	1,07	0,815

Tableau VI-6 : vérification de l'excentricité.

L'excentricité à retenir d'après le RPA est la valeur maximale de l'excentricité théorique et accidentelle donc :

$$ex=0,327 \text{ m}$$

$$ey=0,505 \text{ m}$$

#### VI-4-5 : Vérification de la résultante des forces sismique à la base :

Le RPA exige que :

Vx-x donné par le logiciel doit être  $\geq 80\%$  de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente (RPA 2003 Art 4.2)

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

D: **facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1) (RPA 99 / version 2003)

		Zone		
Groupe	I	II	III	
1A	0,12	0,25	0,35	
1B	0,10	0,20	0,30	
2	0,08	0,15	0,25	
3	0,05	0,10	0,15	

**Tableau VI-7. : Coefficient d'accélération de zone A.**

**A = 0,15** (Groupe d'usage 2; zone IIa).

R : coefficient de comportement de la structure (Tab 4.3) (RPA 99 / version 2003) : **R = 5**

T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub> : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7) (RPA 99 / version 2003)

Sol meuble (Site S3)  $\Rightarrow$   $\begin{cases} T_1 = 0,15 \\ T_2 = 0,50 \end{cases}$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2) (RPA 99 / version 2003)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

**Tableau VI-8 : Valeurs de  $\xi$  (%)**

Il n'existe pas de valeur intermédiaire qui regroupe la valeur  $\square$  pour une structure mixte.

Cependant, on a adoptée suite aux recommandations du CTC (le siège de contrôle technique de construction) la valeur suivante  **$\xi = 8.5\%$**  qui est la moyenne

entre les deux valeurs  $\xi = 7\%$  (portique en béton armé) et  $\xi = 10\%$  (structure en voiles)

Ce qui implique que :  $\eta = 0,82$

$$D = 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.82 \left( \frac{0.5}{0.847} \right)^{2/3} = 0,81$$

Q : facteur de qualité (tableau 4.4) (RPA 99 / version 2003)

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation (Art 3.5, RPA 99 / version 2003)
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

✓ Conditions minimales sur les files de contreventement :  $P_1 = 0$

- système de portiques : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.....  
Condition vérifiée.
- système de voiles : chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 0,67 ou bien deux (02) trumeaux ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 1,0. Ces trumeaux doivent s'élever sur toute la hauteur de l'étage et ne doivent avoir aucune ouverture ou perforation qui puisse réduire de manière significative leur résistance ou leur rigidité.....  
Condition vérifiée.

✓ Redondance en plan  $P_2 = 0,05$

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5

✓ Régularité en plan  $P_3 = 0$

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

✓ Régularité en élévation  $P_4 = 0$

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

✓ Contrôle de la qualité des matériaux  $P_5 = 0$

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

✓ Contrôle de la qualité de l'exécution  $P_6 = 0$

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

**Tableau récapitulatif des conditions du facteur qualité Q :**

Critères à vérifier	$P_q$ (pénalité)
Conditions minimales sur les files de contreventement	0
Redondance en plan	0,05
Régularité en plan	0
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0
$Q = 1 + \sum_{1}^5 P_q$	1,05

**Tableau VI-9 : Conditions de facteur de qualité.**

W : est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i) :

- Le logiciel ETABS nous donne les valeurs suivantes :

**W=3559,64 KN.**

<b>Coefficients</b>	<b>A</b>	0,15
	<b>D</b>	0,81
	<b>Q</b>	1,05
	<b>R</b>	5
	<b><math>W_t</math></b>	36936,1 KN
<b>Force sismiques V (KN)</b>		$V_x=V_y= 942.42$ KN
<b>Résultats des forces sismiques données par ETABS</b>		$V_x= 2393.1$ KN
		$V_y = 2568,1$ KN

**Tableau VI-10 : Récapitulatif des résultats :**

$V_x= 2393.1 > 80\% V = 0,8 \times V = 0,8 \times 942.42 = 753.94 \implies$  condition vérifiée.

$V_y = 2568.1 > 80\% V = 0,8 V = 0,8 \times 90,82 = 753.94 \implies$  condition vérifiée.

**VI-4-6 : Effort normal réduit : (Art 7.1.3.3 du RPA 99/ version 2003) :**

L'effort normal de compression est limité par la relation suivante, afin d'éviter ou de minimiser le risque de rupture dues à l'ensemble des sollicitations (action sismique) :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Où :

$N_d$  : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : L'aire de la section en béton,  $B_c = 0,45 \times 0,45 = 0,2025 \text{ m}^2$

$f_{c28}$  : La résistance caractéristique de béton.  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

La valeur de  $N_d$  est prise à partir de logiciel ETABS,

$N_d$  dans notre cas est :  $N_d = 1387,4 \text{ KN}$

$$v = \frac{1387,4 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0,27 \leq 0,3 \quad \text{condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

Les exigences du RPA 99 mode 2003 étant satisfaites, on prélève de ce fait les efforts internes pour ainsi entamer le ferrailage.

## **Chapitre VII**

# **Ferraillage des poutres**

### VII. Efforts et ferrailage des éléments

#### VII.1) Introduction :

Ce chapitre est l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque éléments sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont ; les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans, et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

#### VII.2) Ferrailage des poutres :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$  : à L'ELU.
- $G + Q$  : à L'ELS.
  - $G + Q \pm E$  : RPA99 révisé 2003.
  - $0.8G \pm E$  : RPA99 révisé 2003.

#### ■ Calcul de ferrailage :

Dans le cas d'une flexion simple, nous avons les étapes suivantes :

Soit :

- $A_s$  : La section d'armatures tendues
- $A_s'$  : La section d'armatures comprimées

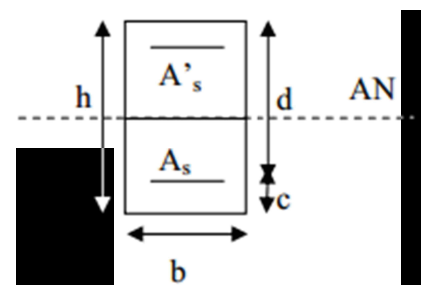
Avec :

$h$  : hauteur de la section du béton.

$b$  : largeur de la section du béton.

$d$  : hauteur utile ( $d = h - c$ ).

$c$  : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.



#### ❖ Calcul du moment réduit «μ» :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Avec :

$M_u$  : le moment de flexion supporté par la section

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

## Chapitre VII Ferrailage des poutres

$\gamma_b = 1.5$  (situation durable)

Le moment réduit limite  $\mu_l$  est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

Nous comparons les deux moments réduits «  $\mu$  » et «  $\mu_l$  » :

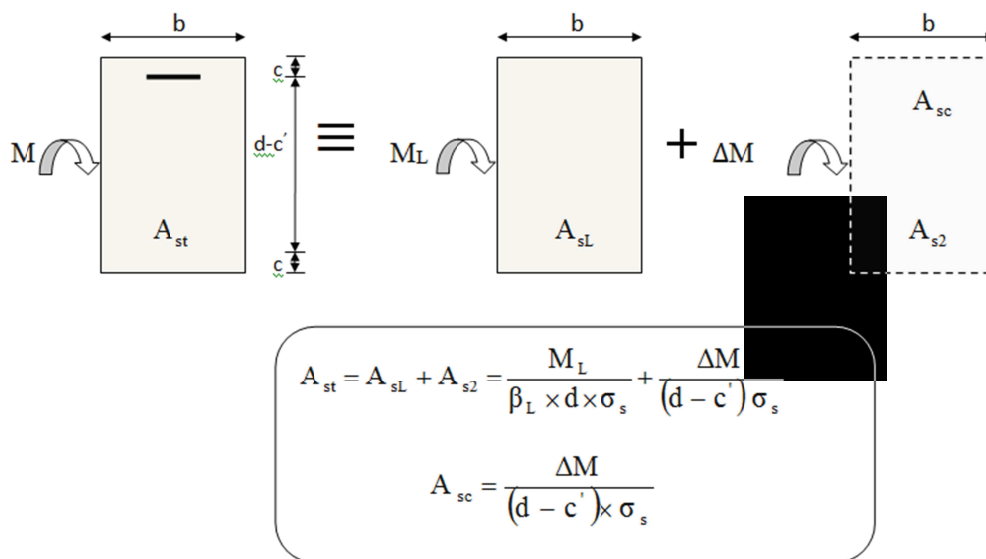
➤ **1er cas** : si  $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$  la section simplement armée (SSA), c'est-à-dire la section ne comprendra que des aciers tendus, alors :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Tel que :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

➤ **2ème cas** :  $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$  **Section doublement armée (SDA)**

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



### VII-2-1) Les recommandations du RPA :

#### a) Les armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section.

- Poutres principales :  $A_{min} = 0.005 \times 45 \times 30 = 6,75 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires :  $A_{min} = 0.005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

4% : En zone courante.

6% : En zone de recouvrement.

## Chapitre VII Ferrailage des poutres

En zone courante :

- Poutres principales :  $A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$ .
- Poutres secondaires :  $A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2$ .

En zone de recouvrement :

- Poutres principales :  $A_{\max} = 0.06 \times 45 \times 30 = 81 \text{ cm}^2$ .
- Poutres secondaires :  $A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2$ .

La longueur du recouvrement est de **40 $\phi$**  (Zone **IIa**).

L'ancrage des armatures longitudinal supérieur et inférieur dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

	Section maximal ( $A_{\max} = \text{cm}^2$ )		section minimal ( $A_{\min} = \text{cm}^2$ )
	Zone courante	Zone de recouvrement	
<b>poutre principal (30x45)</b>	54	81	6,75
<b>poutre secondaire (30x40)</b>	48	72	6

**Tableau VII-1 : Section d'armature longitudinale**

### b) Armatures transversales :

- Les quantités minimale des armatures transversales est de :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \Rightarrow \text{en zone nodale.}$$

$$S_t = \frac{h}{2} \Rightarrow \text{en zone de recouvrement.}$$

Avec :

$\phi$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

## Chapitre VII Ferrailage des poutres

• Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### VII-2-3) Ferrailage :

#### 1) Poutre principales :

**Exemple de calcul :**

**En travée :**  $Mu_{(RDC)} = 64,27 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{64,27 \times 10^6}{300 \times 420^2 \times 14,2} = 0,086 < \mu_1 = 0.392 \implies \text{(SSA)}$$

$$\beta = 0,955 \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad (\text{Situation courante})$$

$$A_{st} = \frac{64,27 \times 10^6}{0,955 \times 420 \times 348} = 4,60 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis :**  $Mu_{(\text{étage 8})} = 119,5 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{119,5 \times 10^6}{300 \times 420^2 \times 18,48} = 0,122 < \mu_1 = 0.392 \implies \text{(SSA)}$$

$$\beta = 0,935 \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa} \quad (\text{Situation accidentelle})$$

$$A_{st} = \frac{119,5 \times 10^6}{0,935 \times 420 \times 400} = 7,60 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage des poutres principales est résumé dans les tableaux suivants :

#### a) En travée :

Niveau	Combinaison	Mu (Kn m)	As (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage Choisi (inferieur)	As adoptée (cmxcm)
9	ELU	62,66	4,48	3HA14	4,62
8	ELU	64,08	4,59	3HA14	4,62
7	ELU	63,95	4,58	3HA14	4,62
6	ELU	63,68	4,56	3HA14	4,62
5	ELU	64,16	4,59	3HA14	4,62
4	ELU	64,14	4,59	3HA14	4,62
3	ELU	64,08	4,58	3HA14	4,62
2	ELU	63,93	4,57	3HA14	4,62
1	ELU	63,87	4,56	3HA14	4,62
RDC	ELU	64,27	4,60	3HA14	4,62

**Tableau VII-2 : ferrailage de la poutre principale en travée en situation courante**

## Chapitre VII Ferrailage des poutres

### b) Aux appuis :

Niveau	Combinaison	MN (KN m)	As (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage choisi (inferieur)	As total (cm <sup>2</sup> )
9	G+Q + - E	-118,97	7,57	3HA14 (fil) + 2HA14 (chap)	7,70
	0,8G + - E				
8	G +Q + - E	-119,5	7,60	3HA14 (fil)+ 2HA14 (chap)	7,70
	0,8G + - E				
7	G+Q + - E	-117,27	7,45	3HA14(fil)+2HA14(chap)	7,70
	0,8G + - E				
6	G +Q+ - E	-117,58	7,48	3HA14(fil)+2HA14(chap)	7,70
	0,8G + - E				
5	G +Q + - E	-118,66	7,55	3HA14(fil)+2HA14(chap)	7,70
	0,8G + - E				
4	G + Q + - E	-114,18	7,25	3HA14(fil)+2HA14(chap)	7,70
	0,8G + - E				
3	0,8G +Q + -E	-110,99	7,03	3HA14(fil)+2HA14(chap)	7,70
	0,8G + - E				
2	G + Q + -E	-108,88	6,89	3HA14(fil)+2HA14(chap)	7,70
	0,8G + - E				
1	G + Q + -E	-101,72	6,71	3HA14(fil)+2HA14(chap)	7,70
	0,8G + -E				
RDC	G +Q + - E	-100	6,97	3HA14(fil)+2HA14(chap)	7,70
	0,8G + - E				

**Tableau VII-3 : ferrailage de la poutre principale aux appuis en situation accidentelle.**

(RDC jusqu'au 9<sup>em</sup> étage) : le ferrailage en appuis sera comme suit :

Lit inferieur : 3HA14 = 4,62 cm<sup>2</sup>.

Lit supérieur : 3HA14 + 2HA14 = 7,70 cm<sup>2</sup>.

La section total adoptée est :  $A_{s\ tot} = 12,32\text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,75\text{ cm}^2 \implies \text{CV.}$

## Chapitre VII Ferrailage des poutres

- **Poutres secondaires :**
- **Exemple de calcul :**
- **En travée :**  $M_{u(RDC)} = 22,2 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{22,2 \times 10^6}{300 \times 370 \times 14,2} = 0,038 < \mu_1 = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad (\text{SSA})$$

$$\beta = 0,981 \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad (\text{Situation courante})$$

$$A_{st} = \frac{22,2 \times 10^6}{0,981 \times 370 \times 348} = 1,76 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**  $M_{u(\text{étage 8})} = 63,88 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{63,88 \times 10^6}{300 \times 370^2 \times 18,48} = 0,084 < \mu_1 = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad (\text{SSA})$$

$$\beta = 0,956 \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa} \quad (\text{Situation accidentelle})$$

$$A_{st} = \frac{63,88 \times 10^6}{0,956 \times 370 \times 400} = 4,51 \text{ cm}^2$$

- Le ferrailage des poutres secondaires est résumé dans les tableaux suivants :

**a) En travée :**

Niveau	Combinaison	Mu (Kn m)	As (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage Choisi (inferieur)	As adoptée (cmxcm)
9	ELU	21,6	1,71	3HA12	3,39
8	ELU	22,2	1,76	3HA12	3,39
7	ELU	21,01	1,67	3HA12	3,39
6	ELU	20,39	1,67	3HA12	3,39
5	ELU	20,03	1,58	3HA12	3,39
4	ELU	18,1	1,43	3HA12	3,39
3	ELU	16,2	1,28	3HA12	3,39
2	ELU	14,34	1,23	3HA12	3,39
1	ELU	11,45	0,89	3HA12	3,39
RDC	ELU	10,42	0,82	3HA12	3,39

**Tableau VII-4 : ferrailage de la poutre secondaire en travée en situation accidentelle.**

## Chapitre VII Ferrailage des poutres

### b) Aux appuis :

Niveau	Combinaison	Mu (KN m)	As (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage choisi( inferieur)	As total (cm <sup>2</sup> )
9	G+Q + - E	-43,57	3,03	3HA12(fil)+2HA12CHAP)	5,65
	0,8G + - E				
8	G +Q + - E	-54,16	3,80	3HA12(fil)+2HA12(chap)	5,65
	0,8G + - E				
7	G+Q + - E	-54,83	3,85	3HA12(fil)+2HA12(chap)	5,65
	0,8G + - E				
6	G +Q+- E	-60,08	4,23	3HA12(fil)+2HA12(chap)	5,65
	0,8G + - E				
5	G +Q + - E	-63,88	4,51	3HA12(fil)+2HA12(chap)	5,65
	0,8G + - E				
4	G + Q + - E	-63,19	4,46	3HA12(fil)+2HA12(chap)	5,65
	0,8G + - E				
3	0,8G+Q+ -E	-62,14	4,39	3HA12(fil)+2HA12(chap)	5,65
	0,8G + - E				
2	G + Q + -E	-58,90	4,15	3HA12(fil)+2HA12(chap)	5,65
	0,8G + - E				
1	G + Q + -E	-50,30	3,52	3HA12(fil)+2HA12(chap)	5,65
	0,8G + -E				
RDC	G +Q + - E	-55,60	3,91	3HA12(fil)+2HA12(chap)	5,65
	0,8G + - E				

**Tableau VII-5 : ferrailage de la poutre secondaire aux appuis en situation accidentelle.**

**(RDC jusqu'au 9<sup>em</sup>) étage :** le ferrailage en appuis sera comme suit :

Lit inferieur :  $3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$ .

Lit supérieur :  $3HA12+2HA12 = 5,65 \text{ cm}^2$ .

La section total adoptée est :  $A_{s \text{ tot}} = 9,04 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 6 \text{ cm}^2 \implies \text{CV}$ .

### VII-2-4) Vérification à L'ELU :

#### a) La condition de non fragilité :

- Poutres principales :  $A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 300 \times 420 \times \frac{2,1}{400} = 1,52 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}}$
- Poutres secondaires:  $A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 300 \times 370 \times \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}}$

#### B) Les armatures transversales :

On a fixé pour les armatures transversales une section de :

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

Note : le nombre de brins découle du nombre de barres longitudinales, pour notre cas on a 3 barres donc 4 brins.

#### c) Espacement d'armature :

- Poutre principale :

##### Zone nodale (appui)

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\phi_l, 30 \right\} = \min \left\{ \frac{45}{4}, 12 \times 1,4, 30 \right\} = \min \{ 11,25, 16,8, 30 \}$$

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

##### ✓ Zone courante:

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 \text{ cm}$$

Soit  $St = 20 \text{ cm}$ .

- Poutre secondaire :

##### ✓ Zone nodale (appui) :

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\phi_l, 30 \right\} = \min \left\{ \frac{40}{4}, 12 \times 1,4, 30 \right\} = \min \{ 10, 16,8, 30 \}$$

Soit  $St = 8 \text{ cm}$ .

✓ **Zone courante:**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

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

### d) Délimitation de la zone nodale

$$L' = 2 \times h$$

Poutre principale :  $L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$ .

Poutre secondaire :  $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$ .

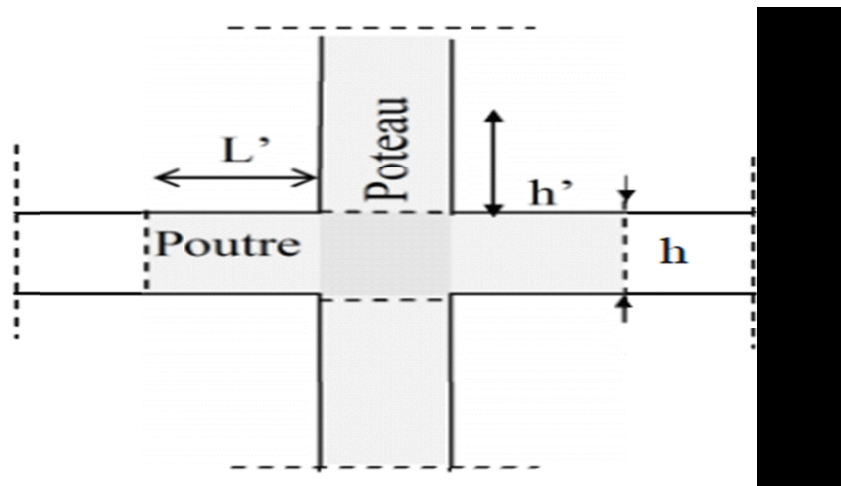


Fig VII- 1 : délimitation de la zone nodale.

### Remarque :

La cadre d'armature transversale doit être disposée à **5 cm** au plus au nu d'appui ou d'encastrement.

### e) Vérification de la section minimale d'armature transversale du RPA :

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_{tmin} = 3 \text{ ‰} S_t \times b.$$

#### • Poutre principale :

$$A_{tmin} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Poutre secondaire :**

$$A_{tmin} = 0,003 \times 8 \times 30 = 0,72 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

**f) Justification de l'effort tranchant :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u \quad , \text{ Avec :}$$

$T_u^{\max}$  : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} = 3,33 \text{MPa} \right\}$$

- **Poutres principales**

$$\tau_u = \frac{166,6 \times 10^3}{300 \times 420} = 1,32 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa.} \quad \Longrightarrow \quad \text{CV.}$$

- **Poutres secondaires**

$$\tau_u = \frac{37,8 \times 10^3}{300 \times 420} = 0,3 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa.} \quad \Longrightarrow \quad \text{CV.}$$

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

$$T_U \leq \bar{T}_U = 0,4 \times \left( \frac{0,9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} \right)$$

- **Poutre principale :**

$$T_{\max} = 166,6 \text{ KN} < 0,4 \times 0,9 \times 0,420 \times 0,30 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 756 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poutre secondaire :**

$$T_{\max} = 37,8 \text{ KN} < 0,4 \times 0,9 \times 0,370 \times 0,30 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 666 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**k) Vérification de la contrainte d'adhérence : (art .A.6, 1.3 /BAEL 91 modifié 99) :**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

Avec :

$U_i$  : le périmètre des barres

- **Poutres principales :**

$$\sum U_i = 3\pi\phi = 3 \times 3.14 \times (14+14) = 263,76 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{166,6 \times 10^3}{0.9 \times 420 \times 263,76} = 1,67 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifié.}$$

- **Poutres secondaires :**

$$\sum U_i = 3\pi\phi = 3 \times 3.14 \times (12+12) = 226,08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{37,8 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 226,08} = 0,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,50 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifié.}$$

**i) Calcul de la longueur d'encrage : (art A.6.1.23/BAEL 91, modifié 99)**

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec :} \quad \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa.}$$

Pour les AH14 ;  $l_s = 49.38 \text{ cm}$

Pour les AH12 ;  $l_s = 42.32 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à  $(0.4 l_s)$  pour les barres à haute adhérence.

Pour les HA14 :  $L_a = 0.4 \times 49.38 = 19.75 \text{ cm.}$

Pour les HA12 :  $L_a = 0.4 \times 42.32 = 16.93 \text{ cm.}$

**Selon le RPA :** la longueur minimale de recouvrement est de  $(40\phi)$  en Zone II

a)

Pour les HA14 :  $L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

Pour les HA12 :  $L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

### VII-2-5) Vérifications à l'ELS :

#### a) Etat limite d'ouverture des fissures :

Etant donné qu'on est dans le cas d'une fissuration peu nuisible, donc cette vérification n'est pas nécessaire.

#### b) Etat limite de déformation du béton en compression :

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 A}{b_0 d}$$

Et à partir des tableaux, on extrait les valeurs de  $\beta_1$  et  $K_1$ .

La contrainte dans l'acier est :

		Ms	Ast	$\rho_1$	K1	$\beta_1$	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc}$	OBS
poutres principales	travées	43,24	5,35	0,424	35	0,9	6,109	15	CV
	appuis	70,16	8,91	0,707	25,72	0,878	8,3	15	CV
Poutres secondaires	travées	15,54	1,71	0,154	62,64	0,936	4,189	15	CV
	appuis	16,06	1,76	0,158	61,72	0,974	4,102	15	CV

#### c) Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

#### d) Calcul de la flèche :

- **Poutres principales :**

La valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée  $l = 4.9 \text{ m}$

$$f = 0,349 \text{ mm} < \frac{4900}{500} = 9.8 \text{ mm} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

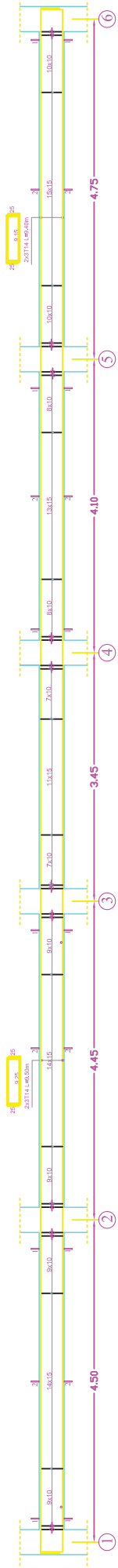
- **Poutres secondaires :**

La valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée  $l = 4.75 \text{ m}$

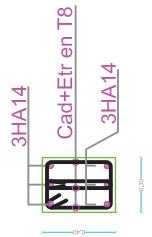
$$f = 0.774 \text{ mm} < \frac{4750}{500} = 9,5 \text{ mm} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

**Conclusion:** La flèche est vérifiée.

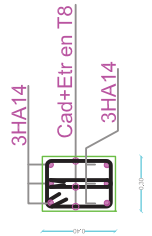
COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRE CHAINAGE 30X40 AXE B & C Niv Niv +4.08, +7.14, +10.20, +13.26, +16.32, +19.38, +22.44, +25.50, +28.56



COUPE 1-1



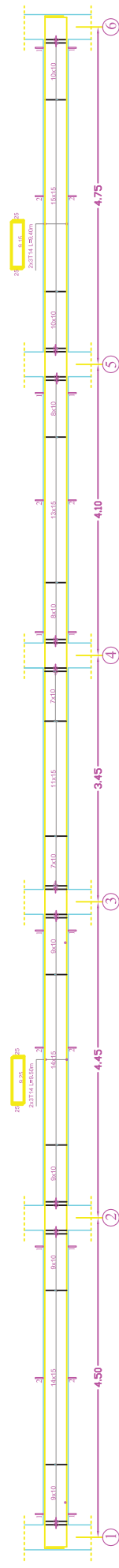
COUPE 2-2



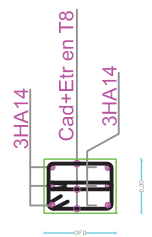
L=1.35M

L=0.85M

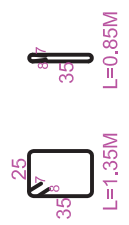
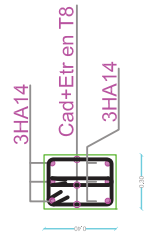
COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRE CHAINAGE 30X40 AXE A, B, C & D. Niv. Niv. +31.62



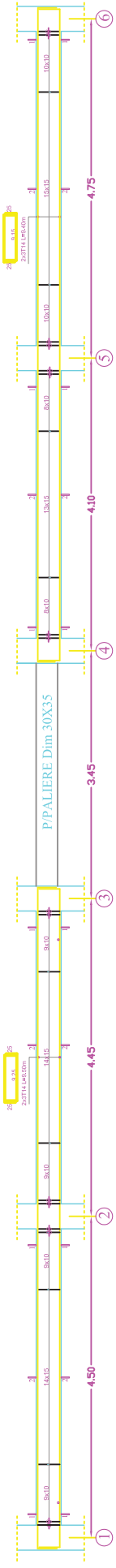
COUPE 1-1



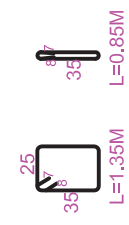
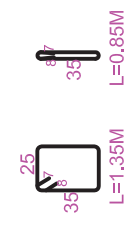
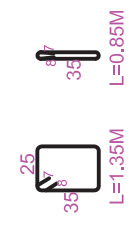
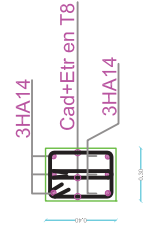
COUPE 2-2



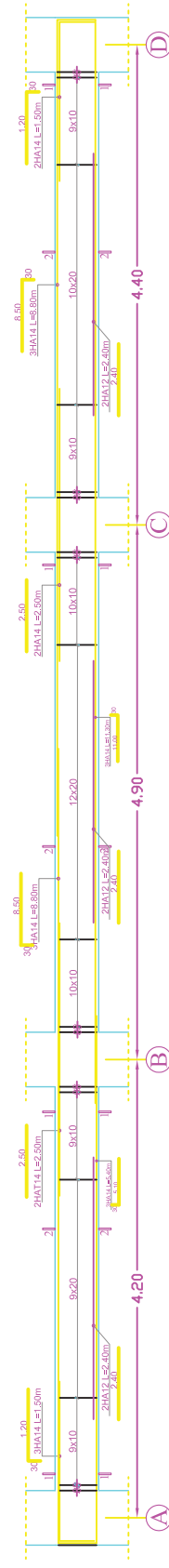
COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRE CHAINAGE 30X40 AXE A & D Niv/Niv +4,08, +7,14, +10,20, +13,26, +16,32, +19,38, +22,44, +25,50, +28,56



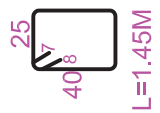
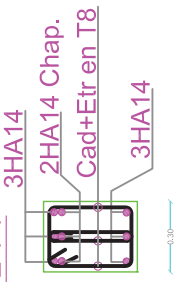
COUPE 1-1



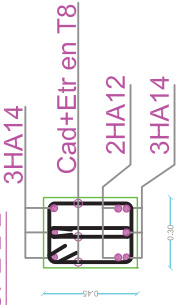
COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES 30X40 AXE 1, & 6 Niv +4.08, +25.50, +28.56.



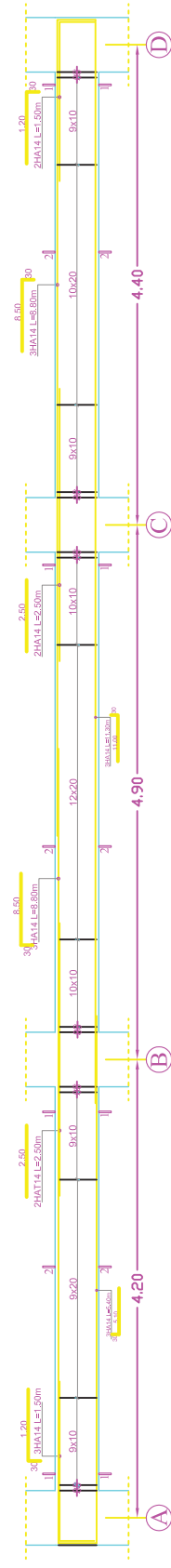
COUPE 1-1



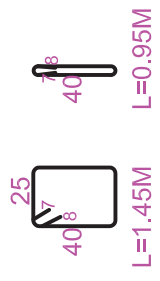
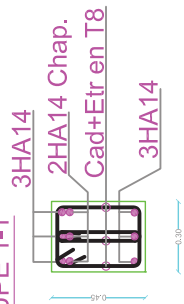
COUPE 2-2



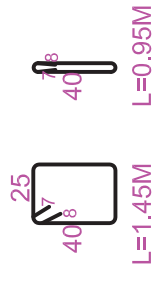
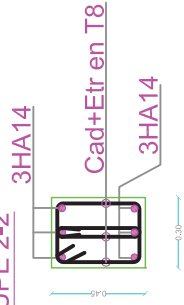
COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES 30X40 AXE 1, & 6 Niv +7.14, +10.20, +13.26, +16.32, +19.38, +22.44, +31.62



COUPE 1-1

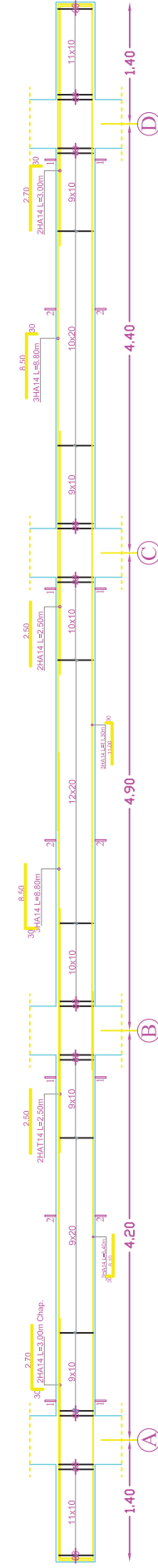


COUPE 2-2

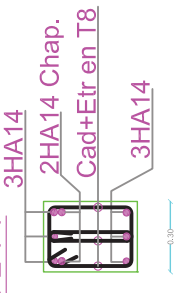




COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES 30X40 AXE 2, 3, 4 & 5 Niv +7.14, +10.20, +13.26, +16.32, +19.38, +22.44, +31.62



COUPE 1-1

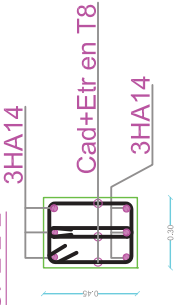


25  
7  
40<sup>8</sup>  
L=1.45M



L=0.95M

COUPE 2-2



25  
7  
40<sup>8</sup>  
L=1.45M



L=0.95M

## **Chapitre VIII**

# **Ferraillage des poteaux**

**VIII. FERRAILLAGE DES POTEAUX :**

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle la transmission des charges apportées par les poutres aux fondations.

Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens à l'ELU. En procédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont les suivantes :

- $1,35G+1,5Q \rightarrow$  à l'ELU.
- $G+Q \rightarrow$  à l'ELS
- $G+Q+E \rightarrow$  RPA99 révisée 2003.
- $0,8G \pm E \rightarrow$  RPA99 révisée 2003.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- ✓ Effort normal maximal et le moment correspondant.
- ✓ Effort normal minimal et le moment correspondant.
- ✓ Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Et sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants:

Situation	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\theta$	$f_{c28}$	$f_{bu}$	$F_e(\text{Mpa})$	$\sigma_s(\text{Mpa})$
Situation durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	0.85	25	21.74	400	400

**Tableau VIII.1 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle**

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas:

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

**VIII.1. Recommandations et exigences du RPA99 révisée 2003 :**

**-Armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à la haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandées par rapport à la section du béton sont:

- Le pourcentage minimal d'armatures sera  $0,8\% \times b \times h$  (en zone II)

## Chapitre VIII : Ferrailage des poteaux

$$\text{Poteaux (45}\times\text{45) : } A_{\min} = 0,008\times 45\times 45 = 16.2\text{cm}^2$$

$$\text{Poteaux (40}\times\text{40) : } A_{\min} = 0,008\times 40\times 40 = 12.8\text{cm}^2$$

$$\text{Poteaux (35}\times\text{35) : } A_{\min} = 0,008\times 35\times 35 = 9.8\text{cm}^2$$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de  $6\% \times b \times h$  (en zone II)

$$\text{Poteaux (45}\times\text{45) : } A_{\max} = 0,06\times 45\times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (40}\times\text{40) : } A_{\max} = 0,06\times 40\times 40 = 96\text{cm}^2$$

$$\text{Poteaux (35}\times\text{35) : } A_{\max} = 0,06\times 35\times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximal en zone courante sera  $4\% \times b \times h$  (en zone II)

$$\text{Poteaux (45}\times\text{45) : } A_{\max} = 0,04\times 45\times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (40}\times\text{40) : } A_{\max} = 0,04\times 40\times 40 = 64\text{cm}^2$$

$$\text{Poteaux (35}\times\text{35) : } A_{\max} = 0,04\times 35\times 35 = 49 \text{ cm}^2$$

- Le diamètre minimal est de **12[cm]**
- La longueur maximale de recouvrement  $L_R = 40 \Phi_L^{\min}$  en **zone II**
- La distance entre les barres longitudinales, dont une face ne doit pas dépasser **25cm** en **zone IIa**.
- Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales.

### VIII.2. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

#### ➤ Exposé de la méthode de calcul :

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés.

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section entièrement tendue (SET).

➤ **Etapes de calcul en flexion composée à l'ELU :**

Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

Deux cas peuvent se présenter :

**a) Section partiellement comprimée (SPC) :**

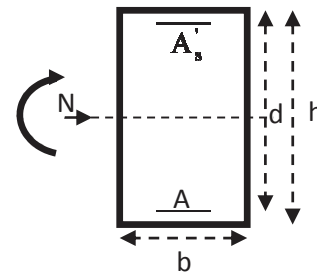
Une Section partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est satisfaite :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$



Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante:

$$N_u (d-c') - M_f \leq [0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}] b h^2 f_{bc}$$

Avec : **N<sub>u</sub>** : effort de compression.

$$M_f : \text{moment fictif} \quad M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{Avec :} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

➤ **1<sup>er</sup> cas :**

Si  $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  la section est simplement armée. ( $A_s' = 0$ )

- Armatures fictives:  $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$
- Armatures réelles :  $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

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

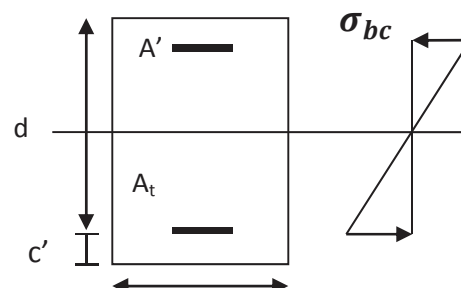
➤ 2<sup>ème</sup> cas :

Si  $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  la section est doublement armée. ( $A' \neq 0$ )

On calcul :  $M_r = \mu_1 \cdot b d^2 f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :



$M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\sigma_{st} \left\{ \begin{aligned} A_1 &= \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \end{aligned} \right.$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s}$$

La section réelle d'armature :

$$\left\{ \begin{aligned} A_s' &= A' \\ A_s &= A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{aligned} \right.$$

### b) Section entièrement comprimée (SEC) :

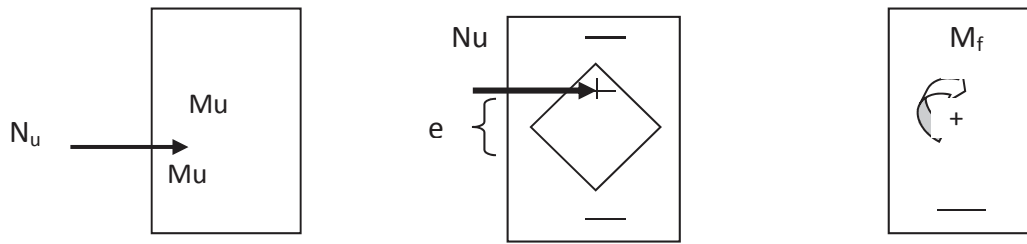
La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u (d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c) b h^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

Deux cas peuvent se présenter :



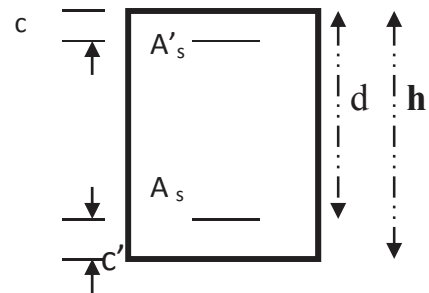
➤ 1er cas :

Si  $N_u (d-c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c}{h}) bh^2 f_{bc}$  → la section est doublement armée

$$A_s > 0 \text{ et } A_{s'} > 0$$

La section d'armature :

$$A'_{s'} = \frac{M_f(d-0.5h) bh f_{bc}}{(d-c')\sigma_s}$$



$$A_s = \frac{N_u - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A'_{s'}$$

2<sup>eme</sup> cas :

Si  $N_u (d-c') - M_f < (0.5 - \frac{c}{h}) bh^2 f_{bc}$  → la section est simplement armée

$$A_s > 0 \text{ et } A_{s'} = 0$$

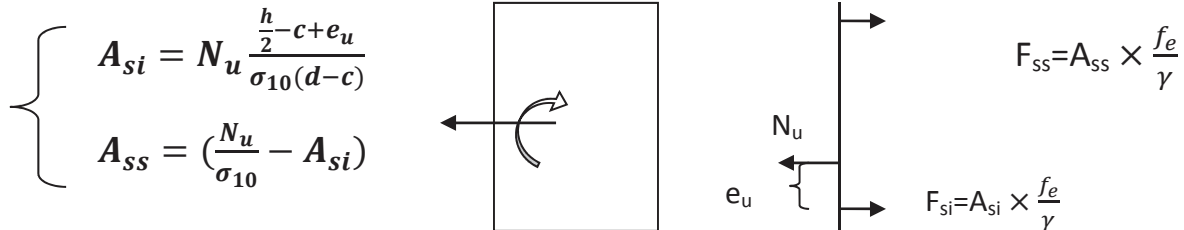
$$A_s = \frac{N - \psi bh f_{bc}}{\sigma_s}$$

avec :

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

**c- Section entièrement tendue :**

$$e_u = \frac{N_u}{M_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$



Avec :

$$\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

➤ **Calcul à l'ELU :**

**Poteaux du RDC, 1<sup>eme</sup>, 2<sup>eme</sup> et 3<sup>eme</sup> étage :**

$$b = 45 \text{ cm} \quad h = 45 \text{ cm}$$

$$d = 42 \text{ cm} \quad c = c' = 3 \text{ cm}$$

**Poteaux du 4<sup>ere</sup>, 5<sup>eme</sup> et 6<sup>eme</sup> étage :**

$$b = 40 \text{ cm} \quad h = 40 \text{ cm}$$

$$d = 37 \text{ cm} \quad c = c' = 3 \text{ cm}$$

**Poteaux du 7<sup>eme</sup>, 8<sup>eme</sup> et 9<sup>eme</sup> étage :**

$$b = 35 \text{ cm} \quad h = 35 \text{ cm}$$

$$d = 32 \text{ cm} \quad c = c' = 3 \text{ cm}$$

**Exemple de calcul à l'ELU :**

Pour le poteau (45× 45) :

$$N_u = 1672.8 \text{ kN} ; M_u = 3.98 \text{ kN.m}$$

✓ Calcul de l'excentricité (e) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{3.98 \times 10^2}{1672.8} = 0.23 \text{ cm}$$

$$e = 0.23 \text{ cm} < \left(\frac{h}{2} - c\right) = \left(\frac{45}{2} - 3\right) = 19.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{SEC}$$

✓ Calcul de :  $(d - c')N_u - M_f$  et  $(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h})bh^2 f_{bc}$

$$\text{Avec : } M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$d = h - c = 0.45 - 0.03 = 0.42 \text{ m}$$

✓ Calcul du moment fictif :

$$M_f = 3.98 + 1672.8 \left( \frac{0.45}{2} - 0.03 \right) = 330.176 \text{ kN.m}$$

Et :

$$(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bc} = \left( 0.337 - 0.81 \frac{0.03}{0.45} \right) (0.45)^3 \times 14.2 \times 10^3 \\ = 366.2 \text{ kN.m}$$

$$(d-c') N_u - M_f = (0.42 - 0.03) \times 1672.8 - 330.176 = \\ 322.216 \text{ kN.m} < 366.2 \text{ kN.m}$$

✓ Calcul de :  $(0.5h - c') \times h \times b \times f_{bc}$

$$(0.5h - c') . h . b . f_{bc} = (0.5 \times 0.45 - 0.03) \times 0.45^2 \times 14.2 \times 10^3 = 560.72 \text{ kN.m}$$

$$\text{Donc : } (d-c') N_u - M_f = 322.216 \text{ kN.m} < 560.72 \text{ kN.m}$$

✓ Calcul des armatures :

$$A_s' = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \sigma_s} ; A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{1672.8(0.42-0.03) - 100 \times 3.98}{100 \times 0.45^3 \times 14.2 \times 10^3}}{0.8571 - \frac{0.03}{0.45}} \\ \Psi = 0.45$$

$$\text{Donc : } A_s' = \frac{1672.8 - 100 \times 0.45 \times 0.45^2 \times 14.2 \times 10^3}{100 \times 348 \times 10^3} = -0.0036 = 0$$

$$A_s = 0$$

Ex

### Exemple de calcul avec SOCOTEC :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts :

## Chapitre VIII : Ferrillage des poteaux

sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie **Dessin** Résultats Aperçu

Nom d'affaire :   
Nom du fichier : sans nom

Dessin Géométrie Type  
 Dessin Géométrie Saisie

**Matériaux**  
Contrainte béton :  $f_{cj}$   MPa Coeff. acier/béton  $n$    
Limite élast. acier :  $f_e$   MPa

**Géométrie**  
Largeur :  $b$   m  
Hauteur :  $h$   m  
Pos. cdg armatures sup. :  $d'$   m  
Pos. cdg armatures inf. :  $c$   m

Calcul aux ELU  Calcul aux ELS

Effort normal :  $N_u$   kN  
Moment fléchissant :  $M_u$   kN\*m

Effort ... :  $N_s$   kN  
Moment ... :  $M_s$   kN\*m


**Coefficients**  
durée chargement :  $\theta$    
sécurité du béton :  $\gamma_b$    
sécurité de l'acier :  $\gamma_s$

**Sections d'armatures**  
supérieures :  cm<sup>2</sup>  
inférieures :  cm<sup>2</sup>

**Convention signes**  
N > 0 : compression  
M > 0 : tend la fibre inférieure

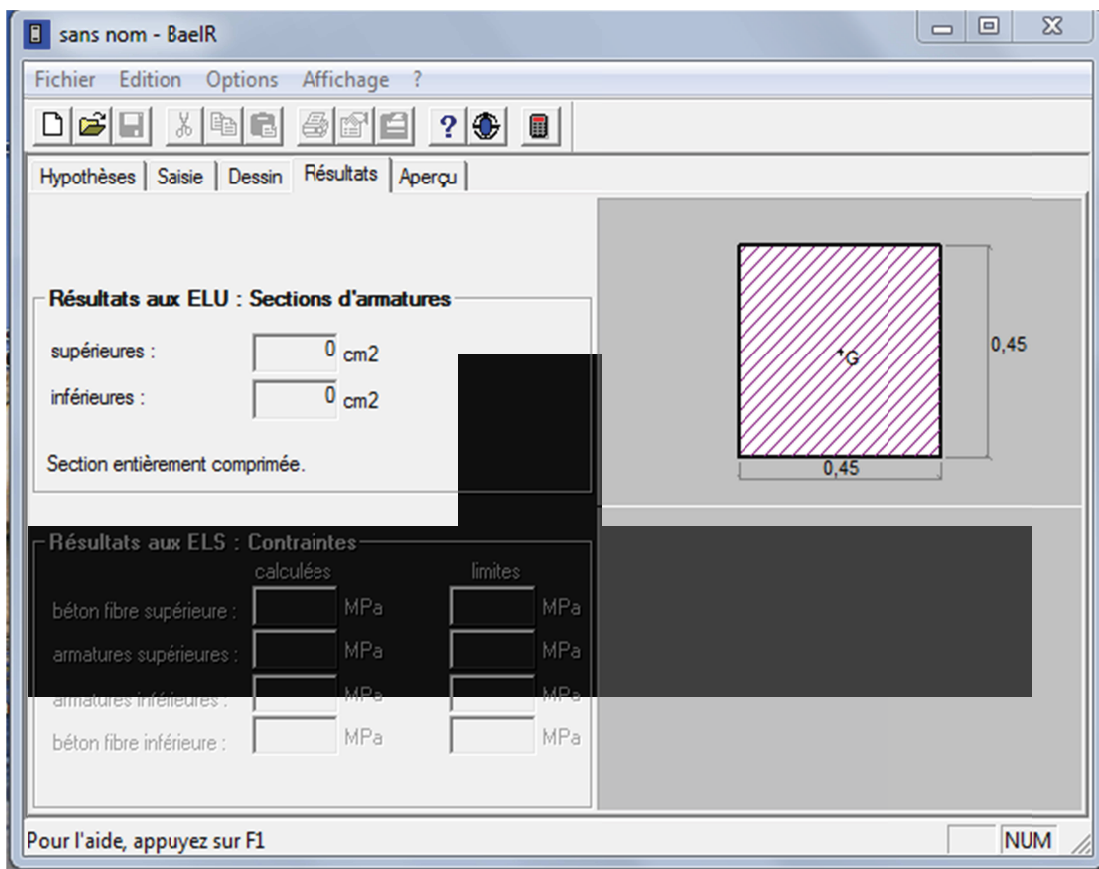
**Fissuration**  
 peu préjudiciable  
 préjudiciable  
 très préjudiciable

**Type d'armature**  
 rond lisse  
 barre HA  
 barre HA



Pour l'aide, appuyez sur F1

La section donnée par SOCOTEC :



**Remarque** : le résultat trouvé manuellement est le même trouvé avec le logiciel SOCOTEC.

Nous allons ferrailer par zones à l'aide de logiciel SOCOTEC et les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

## Chapitre VIII : Ferrailage des poteaux

- Sens xx : Sens longitudinal (Moment  $M_{33}$ ) :

Niv.	Section (cm <sup>2</sup> )	Effort normal KN	Moment (kN.m)	(h/2-c) (cm)	$E_u$ (cm)	Obs.	A's (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	Choix armatures	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
Zone I	45 x 45	$N_{max}=1672.8$	$M_{corr}=3.98$	19.5	0.23	SEC	0	0	3HA20	9.42
		$N_{min}=583.3$	$M_{corr}=3.56$	19.5	0.61	SEC	0	0	3HA20	9.42
		$N_{corr}=362.1$	$M_{max}=147.79$	19.5	40.8	SPC	0	4.93	3HA20	9.42
Zone II	40 x 40	$N_{max}=975.53$	$M_{corr}=4.88$	17	0.5	SEC	0	0	3HA16	6.03
		$N_{min}=135.4$	$M_{corr}=8.97$	17	6.6	SEC	0	0	3HA16	6.03
		$N_{corr}=516.4$	$M_{max}=94.38$	17	18.27	SPC	0	1.62	3HA16	6.03
Zone III	35 x 35	$N_{max}=537.5$	$M_{corr}=5.24$	14.5	0.97	SEC	0	0	3HA14	4.62
		$N_{min}=9.1$	$M_{corr}=0.32$	14.5	3.5	SEC	0	0	3HA14	4.62
		$N_{corr}=139.2$	$M_{max}=80.93$	14.5	58.13	SPC	0	2.4	3HA14	4.62

**Tableau VIII.2 : Ferrailage des poteaux suivant le sens x-x**

Sens yy : Sens Transversal (Moment  $M_{22}$ ) :

Niv.	Section (cm <sup>2</sup> )	Effort normal KN	Moment (kN.m)	(h/2-c) (cm)	$E_u$ (cm)	Obs.	A's (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	Choix armatures	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
Zone I	45 x 45	$N_{max}=1672.8$	$M_{corr}=10.55$	19.5	0.63	SEC	0	0	3HA20	9.42
		$N_{min}=583.3$	$M_{corr}=28.75$	19.5	4.92	SEC	0	0	3HA20	9.42
		$N_{corr}=62.1$	$M_{max}=128.42$	19.5	206.7	SPC	0	7.2	3HA20	9.42
Zone II	40 x 40	$N_{max}=975.53$	$M_{corr}=2.98$	17	0.3	SEC	0	0	3HA16	6.03
		$N_{min}=135.4$	$M_{corr}=62.34$	17	46.04	SEC	0	2.61	3HA16	6.03
		$N_{corr}=84.9$	$M_{max}=108.7$	17	128.3	SPC	0	4.69	3HA16	6.03
Zone III	35 x 35	$N_{max}=537.5$	$M_{corr}=6.86$	14.5	1.27	SEC	0	0	3HA14	4.62
		$N_{min}=9.1$	$M_{corr}=0.45$	14.5	4.94	SEC	0	0	3HA14	4.62
		$N_{corr}=36.1$	$M_{max}=76.92$	14.5	213	SPC	0	2.1	3HA14	4.62

**Tableau VIII.3 : Ferrailage des poteaux suivant le sens y-y**

Récapitulation de ferrailage des poteaux :

Section	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix d'armatures	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )
45 x 45	16.2	8HA20	25.13
40 x 40	12.8	8HA16	16.08
35 x 35	9.8	8HA14	12.31

**Tableau VIII.4 : Ferrailage des poteaux suivant les deux sens**

**VIII.3. Vérifications à l'ELU :**

➤ **Les armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

➤ **Diamètre des armatures transversales :** (Art A.8.1,3/BAEL91 modifié 99)

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad \phi_t = \mathbf{8 \text{ mm}}$$

$\phi_t$ : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en  $\emptyset 8$ .  
Soit ( $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ ).

➤ **Espacement des armatures transversales :**

❖ **Selon le BAEL 91/modifié 99 (Art A8.1.3)**

$$S_t \leq \min \{15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

Avec :

$a$  : la petite dimension transversale des poteaux

$\phi_l^{\min} = 12\text{mm}$  est le diamètre minimal des armatures longitudinal des poteaux.

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.2; 40\text{cm}; (35 + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

**Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)**

➤ En zone nodale :



$$S_t \leq \min\{15; 10\phi_l^{\min}\} = \min\{15; 10 \times 1.2\}$$

$$S_t \leq \min\{15; 12\} = 12\text{cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

➤ En zone courante :

$$S_t \leq 15 \phi_t^{min} \text{ cm} \quad S_t \leq 15 \times 1.2$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm} \quad S_t = 10 \text{ cm}$$

➤ Vérification de la quantité d'armatures transversales :

Si  $\lambda_g \geq 5$ .....  $A_t^{min} = 0.3\% S_t \times b_1$

Si  $\lambda_g \leq 3$ .....  $A_t^{min} = 0.8 \% S_t \times b_1$

Si  $3 < \lambda_g \leq 5$ .....interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec :

$b_1$  : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

$\lambda_g$  : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

Avec :  $l_f$ : longueur de flambement du poteau.  $l_f = 0.7 l_0$

$l_0$  : Hauteur libre du poteau.

❖ Poteaux (45 x 45) :

✓ RDC

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 4.08}{0.45} = 6.34 > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

• Zone nodale :  $A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots$  CV

• Zone courante :  $A_t^{min} = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2 \square 2.01 \text{ cm}^2 \dots$  CV

✓ Etage 1, 2, 3 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.45} = 3 \square 4.76 \square 5 \quad \rho_a = 2.5$$

Par interpolation entre les deux valeurs :

• Zone nodale :  $A_t^{min} = 1.62 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots$  CV

• Zone courante :  $A_t^{min} = 1.62 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots$  CV

❖ Poteaux (40 x 40) :

✓ Etage 4, 5, 6 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.40} = 5.35 > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

- Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$  .... CV
- Zone courante :  $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$  ..... CV

**Poteaux (35 x 35) :**

Etage 7,8,9 :

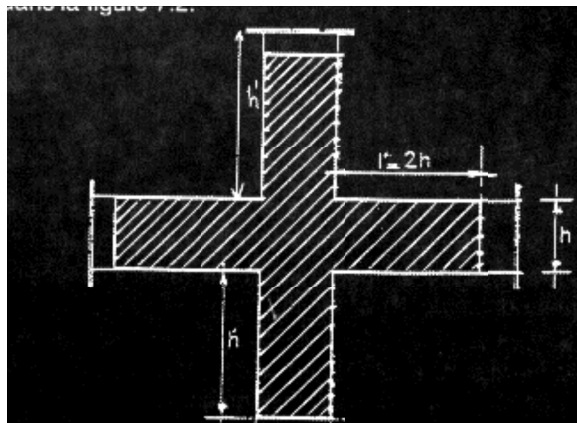
$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.35} = 6.12 > 5 \qquad \rho_a = 2.5$$

- Zone nodale :  $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$   
..... CV
- Zone courante :  $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$  .....

➤ **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max} (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60) \quad (\text{Art.7.4.2.1})$$



$h_e$  : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

❖ **Poteaux (45 x 45) :**

✓ **RDC : h = 4.08 m**

$$h' = \text{max} (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60) = \text{Max} \left( \frac{408-40}{6} ; 45 ; 45 ; 60 \right)$$

$$h' = \text{max} ( 61.33 ; 45 ; 45 ; 60) = 61.33 \text{ cm}$$

❖ **Poteaux (45 x 45) :**

✓ **Etage 1, 2, 3 : h = 3.06 m**

$$h' = \text{Max} (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60) = \text{Max} \left( \frac{306-40}{6} ; 45 ; 45 ; 60 \right)$$

$$h' = \text{Max} (44.33 ; 45 ; 45 ; 60) = 60 \text{ cm}$$

❖ **Poteaux (40x 40) :**

✓ **Etage 4 ,5 , 6 : h = 3.06 m**

$$h' = \text{Max} (he/6 ; b_1 ; h_1 ; 60) = \text{Max} \left( \frac{306-40}{6} ; 40 ; 40 ; 60 \right)$$

$$h' = \text{Max} (44.33 ; 40 ; 40 ; 60) = \mathbf{60\text{cm}}$$

**Poteaux (35x35) :**

✓ **Etage 7 , 8 , 9 : h = 3.06 m**

$$h' = \text{Max} (he/6 ; b_1 ; h_1 ; 60) = \text{Max} \left( \frac{306-40}{6} ; 35 ; 35 ; 60 \right)$$

$$h' = \text{Max} (44.33 ; 35 ; 35 ; 60) = \mathbf{60}$$

➤ **La longueur minimale des recouvrements est de:**

➤

✓ Pour la **zone II** :  $L_r = 40\Phi$

$$\text{Ø}20 \longrightarrow L_r = 40 \times 2.0 = 80\text{cm}$$

$$\text{Ø}16 \longrightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

$$\text{Ø}14 \longrightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

➤ **Vérification des contraintes tangentielles** (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\text{On doit vérifier : } \tau_b \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0.075 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa} \\ \lambda_g < 5 \longrightarrow \rho_b = 0.04 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$$

Poteau	h (m)	b (cm)	d (cm)	T (KN)	$\lambda_g$	$\rho_b$	$\tau_b$	$\bar{\tau}_{bu}$	condition
45x45	45	45	42	67.9	4.76	0.04	0.35	1	CV
40x40	40	40	37	58	5.35	0.075	0.34	1.875	CV
35x35	35	35	32	40.4	6.12	0.075	0.36	1.875	CV

**Tableau VIII.3 : Vérification des contraintes tangentielles.**

### VIII.3. 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  $\bar{\sigma}_{st}$ .

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 384 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y

Deux cas peuvent se présenter :

Si  $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$  Section entièrement comprimée.

Si  $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow$  Section partiellement comprimée.

#### ❖ Vérification d'une section entièrement comprimée :

- On calcule l'aire de la section homogène totale :  $S = bh + 15(A_s + A'_s)$

- On détermine la position du centre de gravité

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times (0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times X_G^2 + [A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

- Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

#### **Remarque :**

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

❖ **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 :

- $y_1$  : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.
  - $y_2$  : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression  $C_p$ .
  - $L_C$  : la distance entre le centre de pression  $C_p$  et la fibre la plus comprimée.
- $y_2$  : est à déterminer par l'équation suivante :  $y_2^3 + p y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } \begin{cases} L_C = \frac{h}{2} + C_p \\ P = -3L_C^2 - \frac{90A'_S}{b} (L_C - c') + \frac{90A_S}{b} (d - L_C) \\ Q = -2L_C^3 - \frac{90A'_S}{b} (L_C - c')^2 + \frac{90A_S}{b} (d - L_C) \end{cases}$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul :  $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$ .

- Si  $\Delta \geq 0 \Rightarrow$  alors il faut calculer :

$$t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q), \quad u = t^{\frac{1}{3}}, \quad y_2 = u - \frac{p}{3u}$$

- Si  $\Delta \leq 0 \Rightarrow$  L'équation admet trois racines :

$$\begin{cases} y_2^1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \\ y_2^2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) \\ y_2^3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) \end{cases}$$

Avec :  $\cos\varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|P|}}$  et  $a = \sqrt{\frac{|P|}{3}}$

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :  $0 < y_1 = y_2 + L_C < I = \frac{b}{S} y_1^3 + 15 [A_S (d - y_1)^2 + A'_S (y_1 + c')^2]$

## Chapitre VIII : Ferrailage des poteaux

Enfinement :  $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} Y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les contraintes obtenues sont :

$\sigma_{bs}$  : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

$\sigma_{as}$  : Contrainte max dans les aciers supérieure.

$\sigma_{bi}$  : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

$\sigma_{ai}$  : Contrainte max dans les aciers inférieure.

**Le calcul des contraintes est résumé dans le tableau suivant:**

### Sens x-x : (sens longitudinal)

poteau	N (KN)	M (kn.m)	e (m)	Ob	$\sigma_{bs}$	$\sigma_{bi}$	$\sigma_b$	Obs	$\sigma_{as}$	$\sigma_{ai}$	$\sigma_s$	Obs
45x45	$N_{max}=1211.19$	$M_{cor}=7.47$	0.006	sec	4.91	4.32	15	vérifiée	73	65.3	400	vérifiée
	$N_{min}=354.5$	$M_{cor}=22.78$	0.064	sec	2.25	0.45	15	Vérifiée	31.9	8.56	400	vérifiée
	$N_{cor}=381.5$	$M_{max}=30.85$	0.080	sec	2.67	0.24	15	vérifiée	37.6	5.97	400	vérifiée
40x40	$N_{max}=708$	$M_{cor}=2.16$	0.005	sec	3.62	3.37	15	vérifiée	54.1	50.8	400	vérifiée
	$N_{min}=181.1$	$M_{cor}=23.62$	0.020	sec	2.37	0	15	vérifiée	32	7.08	400	vérifiée
	$N_{cor}=200.1$	$M_{max}=31.8$	0.158	sec	3.04	0	15	vérifiée	40.06	16.3	400	vérifiée
35x35	$N_{max}=391.1$	$M_{cor}=4.95$	0.058	sec	2.99	2.07	15	vérifiée	43.5	32.4	400	vérifiée
	$N_{min}=38.6$	$M_{cor}=22.79$	0.128	sec	2.94	0	15	vérifiée	32.5	60.3	400	vérifiée
	$N_{cor}=48.8$	$M_{max}=30.22$	0.619	sec	3.88	0	15	vérifiée	42.8	81	400	vérifiée

**Tableau VIII.4 : Vérifications des contraintes dans les poteaux à l'ELS sens (x-x)**

### Sens y-y : (sens transversal)

poteau	N (KN)	M (kn.m)	e (m)	Obs	$\sigma_{bs}$	$\sigma_{bi}$	$\sigma_b$	Obs	$\sigma_{as}$	$\sigma_{ai}$	$\sigma_s$	Obs
45x45	$N_{max}=1211.19$	$M_{cor}=2.74$	0.002	sec	4.72	4.5	15	vérifiée	70.6	67.8	400	vérifiée
	$N_{min}=354.5$	$M_{cor}=5.37$	0.015	sec	1.56	1.14	15	Vérifiée	23	17.5	400	vérifiée
	$N_{cor}=381.5$	$M_{max}=5.76$	0.015	sec	1.68	1.23	15	vérifiée	24.7	18.8	400	vérifiée
40x40	$N_{max}=708$	$M_{cor}=3.65$	0.005	sec	3.71	3.28	15	vérifiée	55.2	49.7	400	vérifiée
	$N_{min}=181.1$	$M_{cor}=6.45$	0.035	sec	1.28	0.51	15	vérifiée	18.3	8.52	400	vérifiée
	$N_{cor}=200.1$	$M_{max}=6.82$	0.034	sec	1.39	0.58	15	vérifiée	20	9.65	400	vérifiée
35x35	$N_{max}=391.1$	$M_{cor}=3.82$	0.009	sec	2.88	2.18	15	vérifiée	42.3	33.6	400	vérifiée
	$N_{min}=38.6$	$M_{cor}=8.03$	0.208	sec	1.14	0	15	vérifiée	13.8	12.1	400	vérifiée
	$N_{cor}=48.8$	$M_{max}=7.39$	0.151	sec	1.09	0	15	vérifiée	13.7	7.18	400	vérifiée

**Tableau VIII.5 : Vérifications des contraintes dans les poteaux à l'ELS sens (y-y)**

## Chapitre VIII : Ferrailage des poteaux

**Conclusion** : Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

### b) Condition de non fragilité :

$$A_{\text{MIN}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_s - 0.445 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \right]$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

#### Sens x-x : (sens longitudinal)

Zone	N (KN)	M(KN.m)	$e_s$	$A_{\text{min}}$ (cm <sup>2</sup> )	A adopter (cm <sup>2</sup> )	OBS
45x45	$N_{\text{max}}=1211.19$	7.47	0.006	5.75	20.35	C V
	$N_{\text{min}}=354.5$	$M_{\text{cor}}=22.78$	0.064	3.64		C V
	$N_{\text{cor}}=381.5$	$M_{\text{max}}=30.85$	0.081	5.52		C V
40x40	$N_{\text{max}}=708$	$M_{\text{cor}}=2.16$	0.003	4.41	14.19	C V
	$N_{\text{min}}=181.1$	$M_{\text{cor}}=23.62$	0.130	5.54		C V
	$N_{\text{cor}}=200.1$	$M_{\text{max}}=31.8$	0.158	1.77		C V
35x35	$N_{\text{max}}=391.1$	$M_{\text{cor}}=4.95$	0.012	3.73	10.67	C V
	$N_{\text{min}}=38.6$	$M_{\text{cor}}=22.79$	0.595	1.14		C V
	$N_{\text{cor}}=48.8$	$M_{\text{max}}=30.22$	0.619	1.15		C V

**Tableau VIII.6 : vérifications de Condition de non fragilité (sens x-x)**

#### Sens y-y : (sens transversal)

Zone	N (KN)	M(KN.m)	$e_s$	$A_{\text{min}}$ (cm <sup>2</sup> )	A adopter (cm <sup>2</sup> )	OBS
45x45	$N_{\text{max}}=1211.19$	$M_{\text{cor}}=2.74$	0.002	3.18	20.35	C V
	$N_{\text{min}}=354.5$	$M_{\text{cor}}=5.37$	0.015	6.25		C V
	$N_{\text{cor}}=381.5$	$M_{\text{max}}=5.76$	0.015	6.25		C V
40x40	$N_{\text{max}}=708$	$M_{\text{cor}}=3.65$	0.005	4.49	14.19	C V
	$N_{\text{min}}=181.1$	$M_{\text{cor}}=6.45$	0.035	6.92		C V
	$N_{\text{cor}}=200.1$	$M_{\text{max}}=6.82$	0.034	6.77		C V
35x35	$N_{\text{max}}=391.1$	$M_{\text{cor}}=3.82$	0.009	3.59	10.67	C V
	$N_{\text{min}}=38.6$	$M_{\text{cor}}=8.03$	0.208	0.34		C V
	$N_{\text{cor}}=48.8$	$M_{\text{max}}=7.39$	0.151	0.12		C V

**Tableau VIII.7 : vérifications de Condition de non fragilité (sens y-y)**

**Chapitre IX**

**Ferraillage des Voiles**

## IX. Ferrailage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales ; donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

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

- Armatures verticales. Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Le calcul du ferrailage des voiles se fera selon la longueur de voile, et la hauteur d'étage, on adopte le même ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

Nous allons ferrailer par zone :

Zone I : RDC, 1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup>, et 3<sup>eme</sup> étage.

Zone II : 4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup>, et 6<sup>eme</sup> étage.

Zone III : 7<sup>EME</sup>, 8<sup>eme</sup>, et 9<sup>eme</sup>.

### IX.1. Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

**BAEL.91/modifié 99 :**

ELU : 1.35 G + 1.5 Q

ELS : G + Q

**RPA.99/modifié 2003 :**

0.8 G + E

G + Q + E

### IX.2. Ferrailage des voiles :

Le calcul se fera par la méthode des tronçons de la **RDM**, qui se fait pour une bande de largeur (d).

**Exposé de la méthode de calcul :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N**, **M**) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} \qquad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V}{I}$$

Avec : **B** : section du voile. ,  $B = L \times e$ .

**I** : moment d'inertie du voile considéré.

**V=V'** : bras de levier du voile :  $V = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera par bandes de longueur (**d**) donnée :  $d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$  RPA 99

(Art.7.7.4).

**Avec :**  $h_e$  : hauteur entre nus du plancher et du voile considéré.

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée, avec  $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$

$L_t = L - L_c$  avec  $L_t$  : longueur de la zone tendue.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, **trois** cas peuvent se présenter :

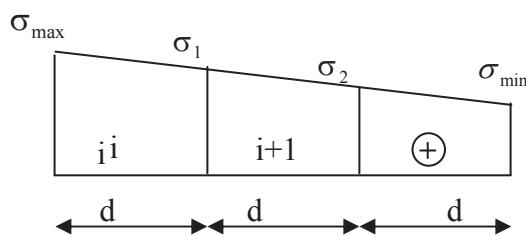
1. Section entièrement tendue (SET).
2. Section partiellement comprimée (SPC).
3. section entièrement comprimée (SEC).

➤ **Section entièrement tendu :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec :  $e$  : épaisseur du voile



- La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

- **Armatures verticales minimales :**

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition non fragilité BAEL art A4.2.1}).$$

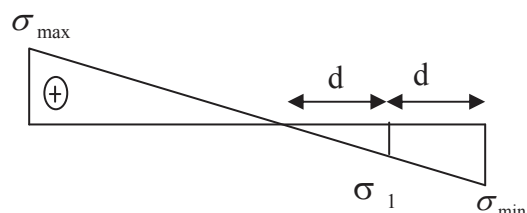
$$A_{\min} \geq 0.002 B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1}).$$

**B** : section du tronçon considéré

➤ **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e_v$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e_v$$



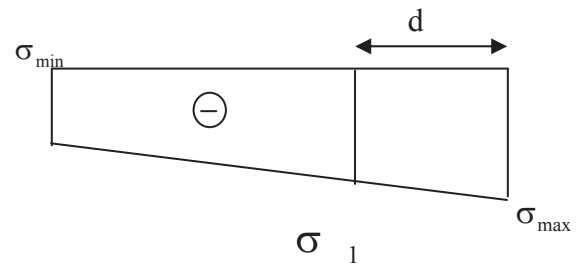
- La section d'armature est égale à  $A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$

- **Armatures verticales minimales :** Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

➤ **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e_v$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_{\min}}{2} \times d \times e_v$$



La section d'armature d'une section entièrement comprimée est égale à :

$$A_v = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

**B** : section du tronçon considéré ;

- Situation accidentelle :  $\sigma_s = 400$  MPa ;  $f_{bc} = 18.48$  Mpa
- Situation courante :  $\sigma_s = 348$  MPa ;  $f_{bc} = 14.20$  Mpa.

- **Armatures minimales : (Art. A.8.1, 2 BAEL91/modifié 99) :**

-  $A_{\min} \geq 4$  cm<sup>2</sup> par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.

-  $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$  avec B : section du béton comprimée.

- **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10 \Phi$ .

- D'après le **BEAL modifié 99** :  $A_H = \frac{A_v}{4}$

- D'après le **RPA 2003** :  $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

-Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

➤ **Exigences de RPA 2003(article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %.
- En zone courantes 0.10 %.

• **Armatures transversales : (article 7.7.4.3 du RPA 2003)**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **7.7.4.3 du RPA 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

• **Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad (\text{Article 7.7.4.3/RPA99 version 2003})$$
$$T = 1.4 V_u$$

$V_u$  : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit **s'ajouter** à la **section d'aciers tendus** nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

➤ **Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$ .

➤ **Espacement :**

D'après l'**art 7.7.4.3 du RPA 99 modifié 2003**, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

➤ **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- ✓ **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- ✓ **20Φ** 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 (0.10) de l'épaisseur du voile.

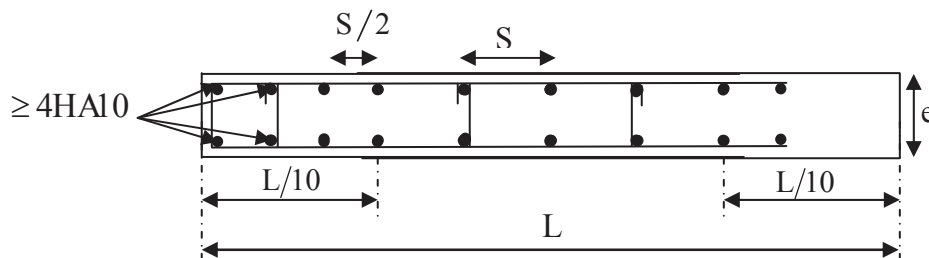


Figure V-1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

**IX.3. Vérification :**

**a) Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère l'effort :  $N_{ser} = G + Q$

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :  $N_{ser}$  : Effort normal appliqué ;

B : Section du béton ;

A : Section d'armatures adoptée.

**b) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

- **D'après le RPA 2003**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$$

Avec :  $b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile .

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ ) .

$h$  :Hauteur totale de la section brute.

- **D'après le BAEL / modifié 99 :**

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4MPa\right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

**IX.4. Exemple de calcul :**

On adopte le même ferrailage pour toute la structure.

Soit à Ferrailer le voile longitudinal VL1 :

- **Caractéristiques géométriques :**

$$L = 2 \text{ m}, e_p = 20 \text{ cm}, B=0.6 \text{ m}^2, I=0,45 \text{ m}^4, V=V' = 1.5\text{m.}$$

**Zone I:**

**a) Calcul des contraintes :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 9362.4 \text{ Kn/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -5708.3 \text{ Kn/m}^2 \end{array} \right\} \text{Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C)}$$

**b) Détermination des efforts normaux :**

$$\sigma_1 = \sigma_{\min} \times \frac{(L_t - d)}{L_t} = 5708.3 \times \frac{(1.76 - 0.38)}{1.76} = 4475.82 \text{ Kn/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} e \times d = \frac{5708.3 + 4475.82}{2} \times 0.20 \times 0.38 = 386.99 \text{ KN.}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} e \times d = \frac{4475.82}{2} \times 0.20 \times 0.38 = 170.08 \text{ KN.}$$

**c) Détermination des sections d'armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{f_e} = \frac{386.99}{400} \times 10 = 9.67 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{f_e} = \frac{170.08}{400} \times 10 = 4.25 \text{ cm}^2$$

• **Détermination des armatures de couture :**

Calcul de l'effort tranchant :

$$T = 1.4 V_u = 1.4 \times 285.2 = 399.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{399.28}{400} \times 10 = 10.98 \text{ cm}^2$$

**Détermination des sections d'armatures verticales totales par nappe :**

$$A_{1 / nappe} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 9.67 + \frac{10.98}{4} = 12.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{2 / nappe} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 4.25 + \frac{10.98}{4} = 6.99 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage sera réalisé symétriquement pour chaque bande c à d :

$$A_1 = 2(4HA14); \text{ avec } S_t = 7.5$$

$$A_2 = 2(8HA10) \text{ avec } S_t \leq \min\{1,5 \times e; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \text{ soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

• **Armatures horizontales :**

$$A_H \geq \max\left\{\frac{A_{v1}}{4}, \frac{A_{v2}}{4}, 0.15\%B\right\} = \max\left\{\frac{9.67}{4}, \frac{4.25}{4}, 0.0015 \times 0.6 \times 10(4)\right\} = 9 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage sera réalisé symétriquement pour chaque bande c à d :

$$2(7HA12) = 15.84 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } e = 25 \text{ cm.}$$

• **Les armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.

On adopte 4HA8 (2,01 cm<sup>2</sup>) par m<sup>2</sup>

**Pour les potelets :**

Vu que la section d'armatures doivent dans les poteaux est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

**d) Vérifications des contraintes :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  ;  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A_{vt}} = \frac{212.61 \times 10^3}{0.375 \times 10^6 + 15 \times 49.26 \times 10^2} = 0.0005MPa < 15MPa \dots\dots \text{Condition}$$

Vérifier

**e) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

**Selon le RPA 2003 :**

La contrainte de cisaillement dans le béton  $\tau_b$  doit être inférieure à la contrainte admissible

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5Mpa.$$

$$\tau_b = \frac{T}{e \times d} = \frac{192.136 \times 10^3}{0.25 \times 10^3 \times 0.9 \times 1.50 \times 10^3} = 0.57 \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5MPa \dots\dots\dots \text{Condition}$$

Vérifier

Avec :

d : Hauteur utile (d = 0.9 L)

L : Longueur

**Selon le BAEL 91/modifié 99 :**

$$\tau_u = \frac{1.4 \times T}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 192.136 \times 10^3}{0.25 \times 10^3 \times 0.9 \times 1.5 \times 10^3} = 0.80MPa$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right) = 2.5 MPa \dots\dots\dots \text{Condition Vérifier}$$

Avec :

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

Les résultats de ferrailage sont donnés dans les tableaux suivants :  
**L1 , L2 , L3 ,L5, T3, T5 ,L7, L9, L10**

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,40	0,40	0,40
	hauteur etage (m)		3,06	3,06	3,06
	L (m)		2,00	2,00	2,00
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,4	0,4	0,4
	He		3,060	3,060	3,060
	h		2,66	2,66	2,66
Solicitation de calcul	T(kN)		285,200	188,500	127,200
	N <sub>ser</sub> (kN)		-898,50	-596,80	-319,80
	Vu (kN)		399,280	263,900	178,080
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		9362,400	2558,000	2183,000
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		5708,300	652,600	996,000
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>		1,24	1,59	1,37
	L <sub>t</sub>		0,76	0,41	0,63
	d		0,83	1,06	0,92
	d <sub>adopté</sub>		0,38	0,20	0,31
	d2 = L <sub>t</sub> -d <sub>adopté</sub>		0,38	0,20	0,31
	$\sigma_1$		2854,150	326,300	498,000
	N <sub>1</sub>		324,32	19,90	46,81
	N <sub>2</sub>		108,11	6,63	15,60
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		8,11	0,50	1,17
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		2,70	0,17	0,39
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		10,98	7,26	4,90
	A'v1/bande/nappe		10,85	2,31	2,39
	A'v2/bande/nappe		5,45	1,98	1,61
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		8,70	11,15	9,61
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Av1 adopté (cm <sup>2</sup> )		12,31	12,31	12,31
	Av2 adopté (cm <sup>2</sup> )		12,31	12,31	13,56
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2x4HA14	2x4HA14	2xHA14

## Chapitre IX : Ferrailage des Voiles

	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2x8HA10	2x8HA10	2x6HA12
	Espacement (cm)	Bande 1	7,5	7,5	10
		Bande 2	15	15	20
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		6,00	6,00	6,00
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		7,91	7,91	7,91
	choix de la section		7HA12	7HA12	7HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Vésication des constructions	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	$\tau_b$	1,109	0,733	0,495
	2,26 Mpa	$\tau_u$	0,792	0,524	0,353
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	-2,147	-1,426	-0,767

L4, L6

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,40	0,40	0,40
	hauteur etage (m)		3,06	3,06	3,06
	L (m)		1,50	1,50	1,50
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,3	0,3	0,3
	He		3,060	3,060	3,060
	h		2,66	2,66	2,66
Solicitation de calcul	T(kN)		161,300	130,900	109,900
	N <sub>ser</sub> (kN)		-1557,00	-985,90	-534,00
	Vu (kN)		225,820	183,260	153,860
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		9066,200	7120,900	4084,400
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		653,200	549,300	2216,500
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>		1,40	1,39	0,97
	L <sub>t</sub>		0,10	0,11	0,53
	d		0,93	0,93	0,65
	d <sub>adopté</sub>		0,05	0,05	0,26
	d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		0,05	0,05	0,26
	$\sigma_1$		326,600	274,650	1108,250
	N <sub>1</sub>		4,94	4,43	87,72
	N <sub>2</sub>		1,65	1,48	29,24
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		0,12	0,11	2,19
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		0,04	0,04	0,73
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		6,21	5,04	4,23
	A'v1/bande/nappe		1,68	1,37	3,25
	A'v2/bande/nappe		1,59	1,30	1,79
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		9,79	9,75	6,81
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Av1 adopté (cm <sup>2</sup> )		12.31	12.31	9.05
	Av2 adopté (cm <sup>2</sup> )		15.39	15.39	9.05
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2x4HA14	2X4HA14	2x4HA14
		Bande 2	2X5HA14	2X5HA14	2x5HA12
	Espacement (cm)	Bande 1	12	12	12
		Bande 2	12	12	12
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		4,50	4,50	4,50
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		5,65	5,65	5,65
	choix de la section		5HA12	5HA12	5HA12

## Chapitre IX : Ferrailage des Voiles

		Espacement st(cm)	15	15	15
		At adoptées	4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
vésication des construction	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	$\tau_b$	<b>0,836</b>	<b>0,679</b>	<b>0,570</b>
	2,26 Mpa	$\tau_u$	<b>0,597</b>	<b>0,485</b>	<b>0,407</b>
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	<b>-4,925</b>	<b>-3,118</b>	<b>-1,712</b>

T1, T2, T6, T7

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	
	hpoutre(m)			0,45	0,45	0,45
	hauteur etage (m)			3,06	3,06	3,06
	L (m)			3,00	3,00	3,00
	e (m)			0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )			0,6	0,6	0,6
	He			3,060	3,060	3,060
	h			2,61	2,61	2,61
Solicitation de calcul	T(kN)			527,600	377,600	249,900
	N <sub>ser</sub> (kN)			-1378,20	-897,30	-481,20
	Vu (kN)			738,640	528,640	349,860
	σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )			8256,100	2690,800	1684,100
	σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )			4400,900	288,200	588,300
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )			400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>			1,96	2,71	2,22
	L <sub>t</sub>			1,04	0,29	0,78
	d			1,30	1,31	1,31
	d <sub>adopté</sub>			0,52	0,15	0,39
	d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>			0,52	0,15	0,39
	σ <sub>1</sub>			2200,450	144,100	294,150
	N <sub>1</sub>			344,30	6,27	34,27
	N <sub>2</sub>			114,77	2,09	11,42
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )			8,61	0,16	0,86
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )			2,87	0,05	0,29
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )			20,31	14,54	9,62
	A'v1/bande/nappe			13,69	3,79	3,26
	A'v2/bande/nappe			7,95	3,69	2,69
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )			13,70	13,70	13,70
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Av1 adopté (cm <sup>2</sup> )			15,38	15,38	15,38
	Av2 adopté (cm <sup>2</sup> )			15,38	15,38	15,38
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1		2x4HA14	2x4HA14	2x4HA14
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2		2x10HA14	2x10HA14	2x6HA12
	Espacement	Bande 1		10	10	10

## Chapitre IX : Ferrailage des Voiles

	(cm)	Bande 2	20	20	20
Armatures horizontales	AH /nappe	(cm <sup>2</sup> )	9,00	9,00	9,00
	AH adopté	(cm <sup>2</sup> )	11,30	11,30	11,30
	choix de la section		10HA12	10HA12	10HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
vésication des constructions	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	$\tau_b$	1,368	0,979	0,648
	2,26 Mpa	$\tau_u$	0,977	0,699	0,463
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	-2,212	-1,440	-0,772

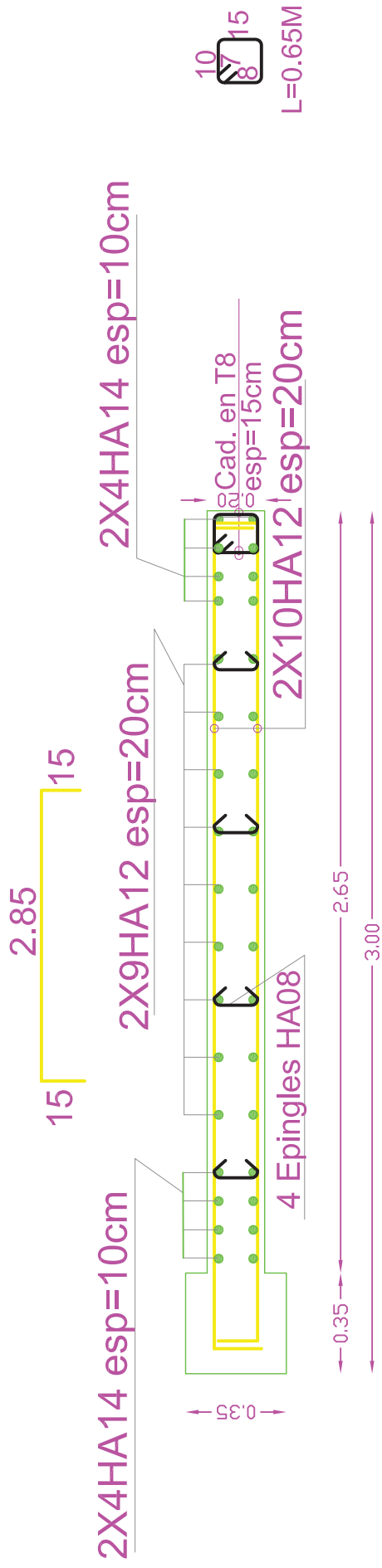
**T4**

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	hpoutre(m)	0,45	0,45	0,45
	hauteur etage (m)	3,06	3,06	3,06
	L (m)	1,70	1,70	1,70
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )	0,34	0,34	0,34
	He	3,890	3,060	3,060
	h	3,49	2,66	2,66
Solicitation de calcul	T(kN)	325,200	295,000	199,400
	N <sub>ser</sub> (kN)	-1756,50	-904,70	-204,90
	Vu (kN)	455,280	413,000	279,160
	σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	5923,100	5122,200	3732,300
	σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	3762,000	3239,000	2611,900
	σs (kN/m <sup>2</sup> )	400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>	0,61	0,61	0,59
	L <sub>t</sub>	0,39	0,39	0,41
	d	0,41	0,41	0,39
	d <sub>adopté</sub>	0,19	0,19	0,21
	d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>	0,19	0,19	0,21
	σ <sub>1</sub>	1881,000	1619,500	1305,950
	N <sub>1</sub>	109,60	94,11	80,65
N <sub>2</sub>	36,53	31,37	26,88	
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	2,74	2,35	2,02
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	0,91	0,78	0,67
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	12,52	11,36	7,68
	A'v1/bande/nappe	5,87	5,19	3,94
	A'v2/bande/nappe	4,04	3,62	2,59

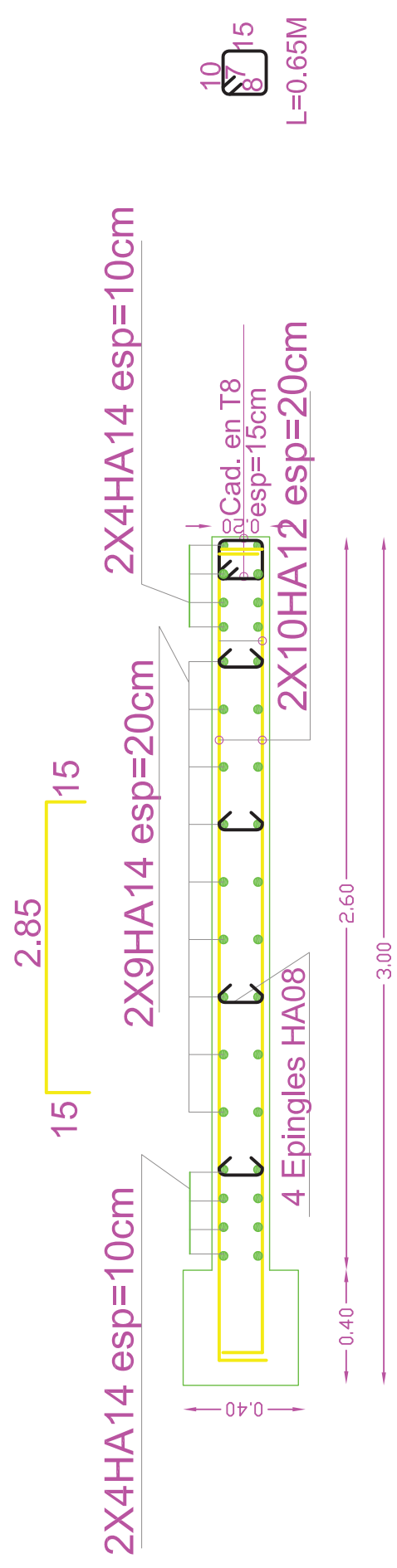
## Chapitre IX : Ferrailage des Voiles

armatures minimales	$A_{\min}/\text{bande}/\text{nappe (cm}^2)$		4,28	4,29	4,12
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Av1 adopté (cm <sup>2</sup> )		12.06	12.06	9,23
	Av2 adopté (cm <sup>2</sup> )		12.06	12.06	9,23
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2X4HA14	2X4HA14	2X4HA14
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2X4HA14	2X4HA14	2X4HA12
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
Bande 2		20	20	20	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		4,02	4,02	3,85
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		7,7	7,7	7,7
	choix de la section		5HA14	5HA14	5HA14
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20
	1		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Véfication des contruction	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	$\tau_b$	2,529	2,294	1,551
	2,26 Mpa	$\tau_u$	1,807	1,639	1,108
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	-7,837	-4,037	-0,918

# ZONE 03

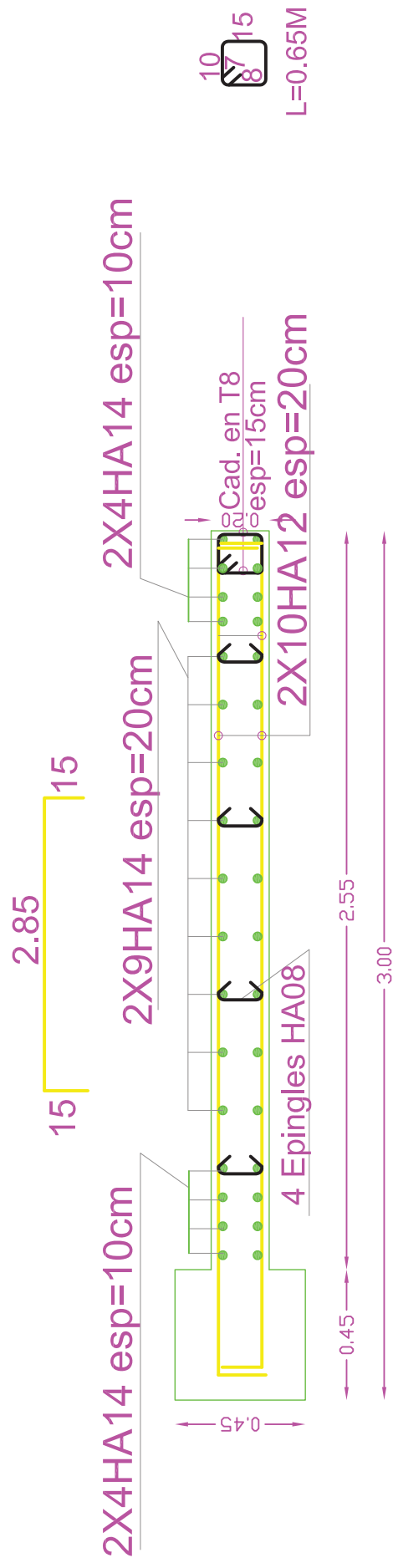


## ZONE 02

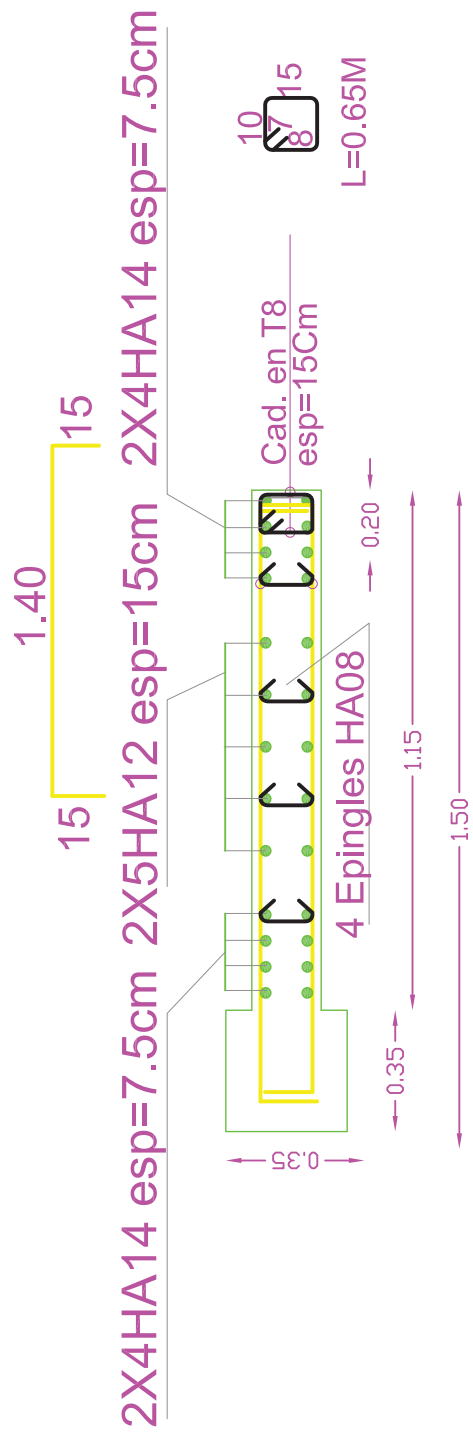


# COFFRAGE FERRAILLAGE VOILES (3.00M) T1, T2, T6 & T7

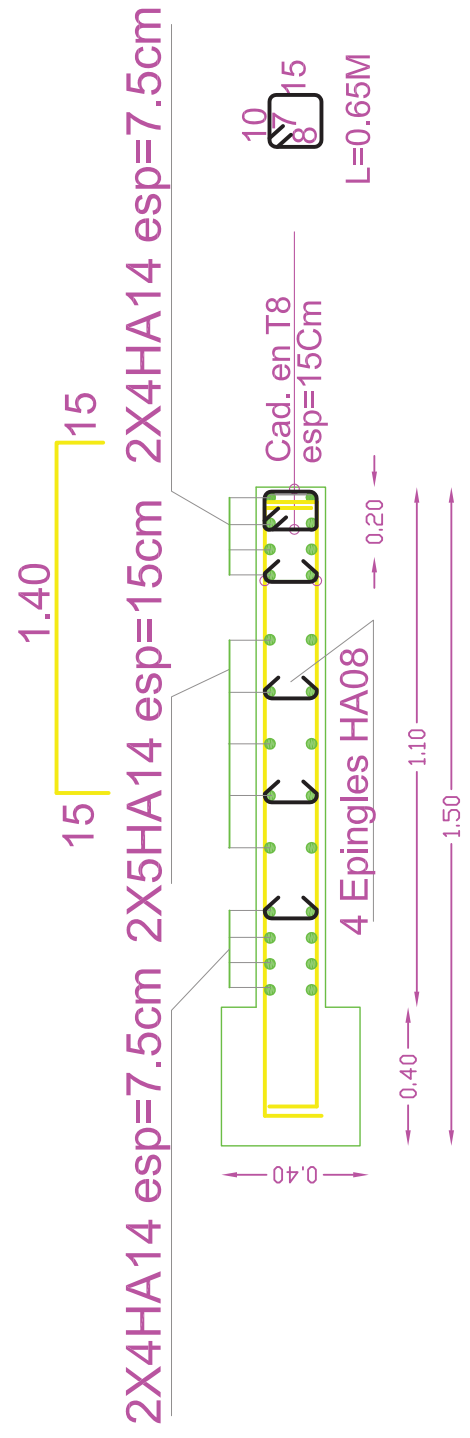
## ZONE 01



## ZONE 03

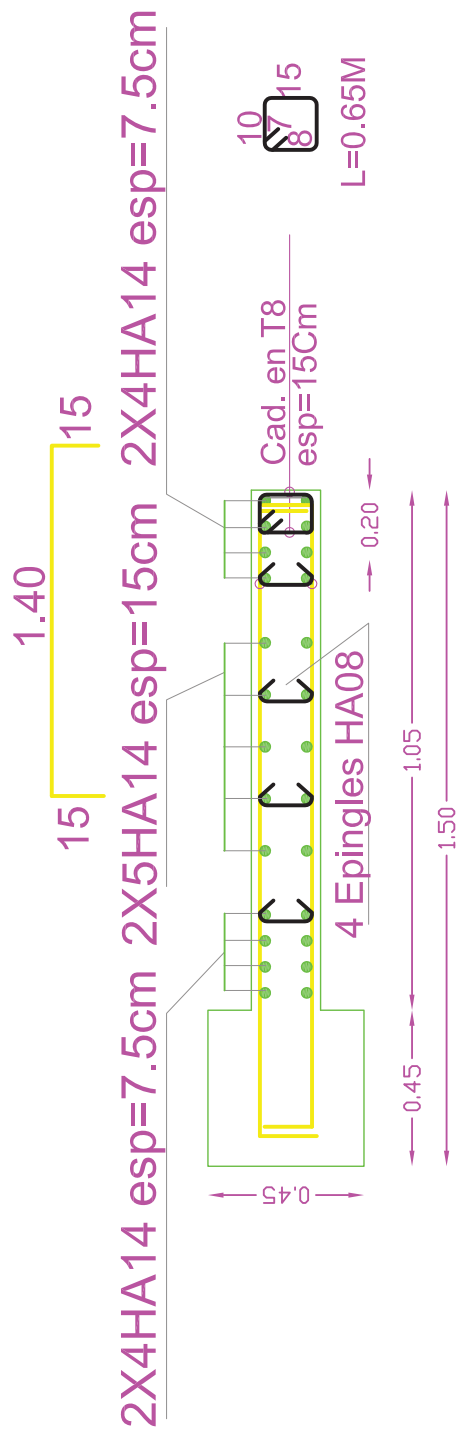


## ZONE 02

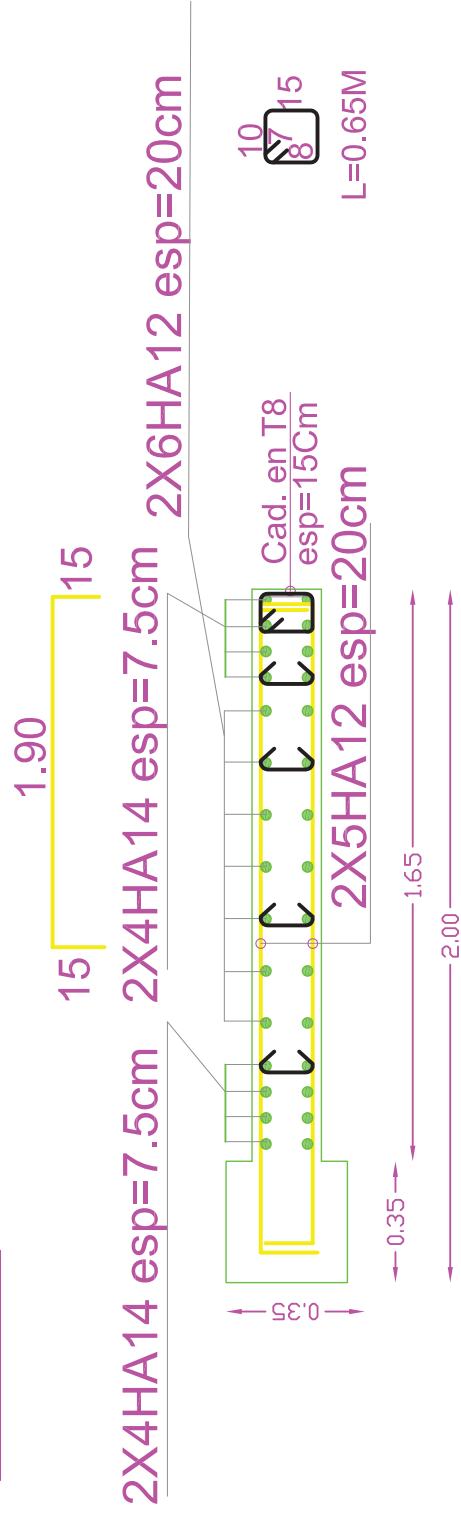


# COFFRAGE FERRAILLAGE VOILES (1.50M) L4, L6,

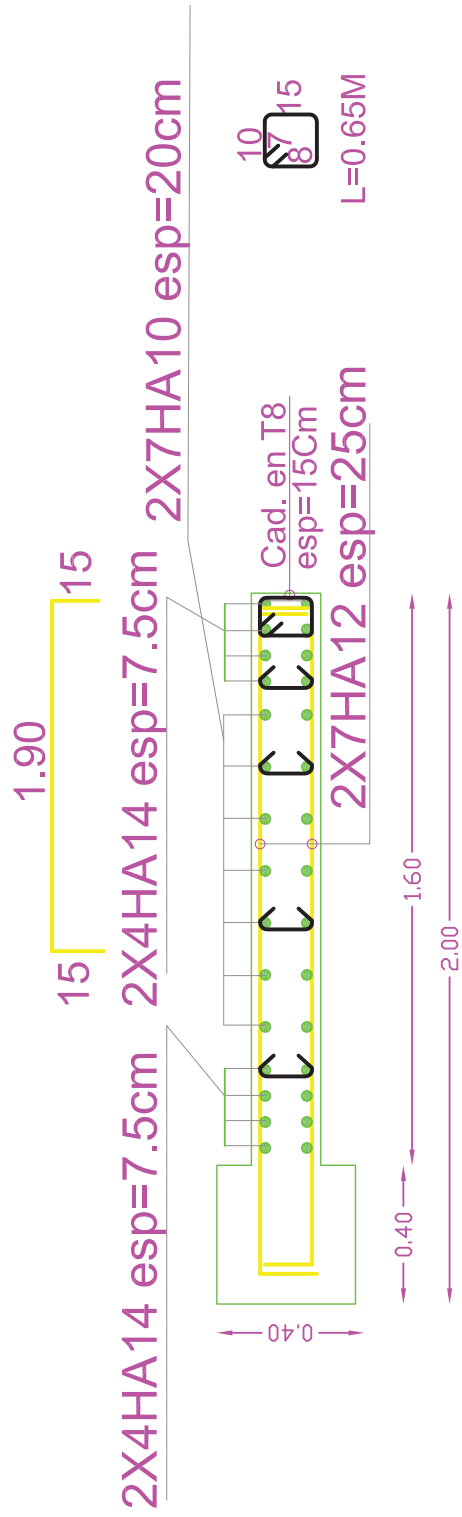
## ZONE 01



## ZONE 03

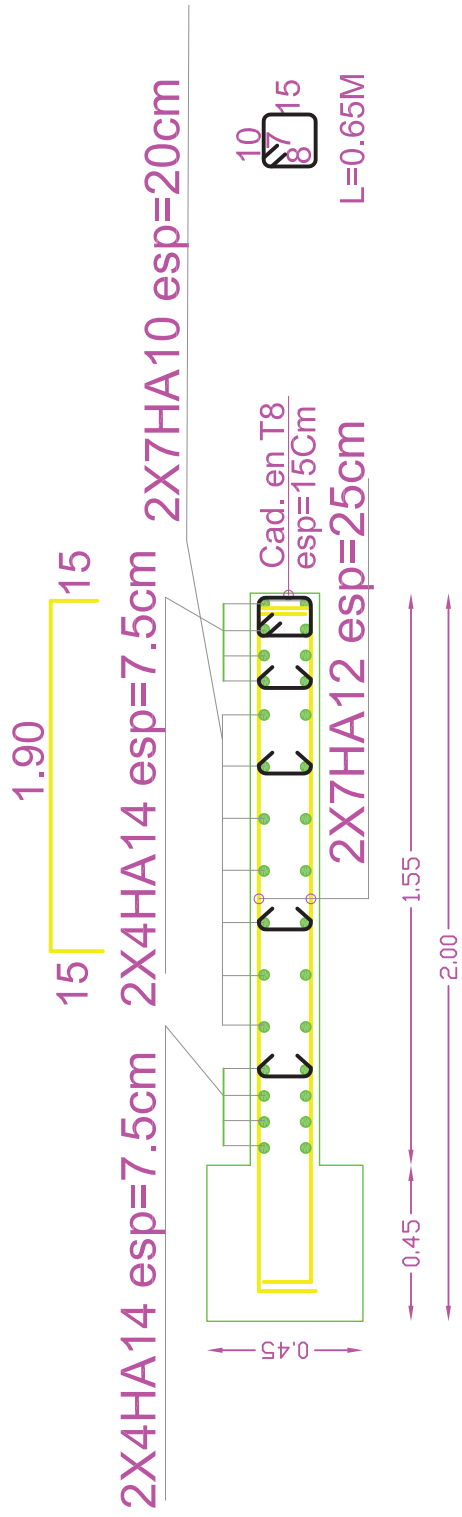


## ZONE 02



# COFFRAGE FERRAILLAGE VOILES (2.00M) L1, L2, L3, T3, T5, L9 & L10

## ZONE 01



## **Chapitre X**

# **Etude de l'infrastructure**

### Fondation :

#### VI-1) Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

- **Fondations superficielles** : Elles sont utilisées pour des sols de bonne capacité portante.

Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

- **Fondations profondes** : Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, (pieux, puits).

#### X-1-1. Etude 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  $\sigma_{\text{sol}} = 3$  bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

### X-1-2.Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie

### VI-3) Dimensionnement :

#### a) Semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal ser N qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \text{ (Poteau carré).}$$

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

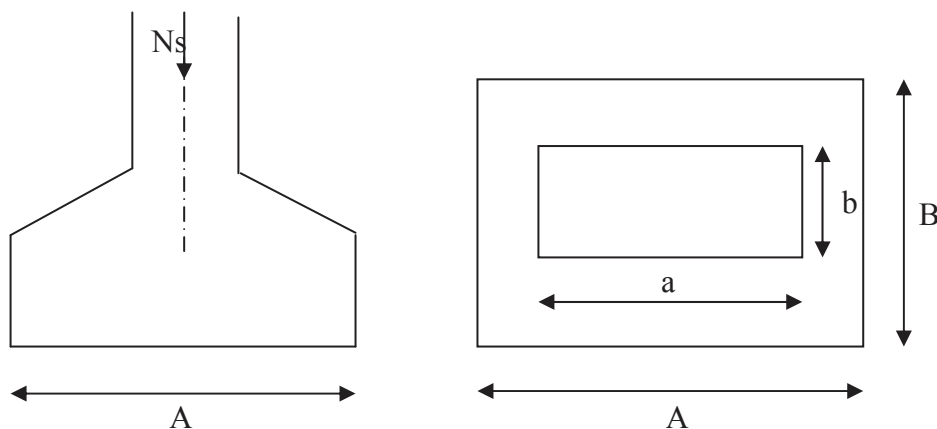


Fig.X -1): Dimensionnement d'une fondation

### Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 1211.9 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 2.46 \text{ m}$$

### Remarque :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

### b) semelles filantes :

#### ➤ Semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal  $N$ , données par la condition la plus défavorable.

$$\text{Avec : } N_s = G + Q$$

La largeur  $B$  de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{L \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec :  $B$  : Largeur de la semelle ;

$L$  : Longueur de la semelle sous voile ;

$G$  : Charge permanente à la base du voile considéré ;

$Q$  : Surcharge d'exploitation à la base du voile considéré ;

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

## Chapitre X : Etude de l'infrastructure

- **Sens longitudinal :**

voile	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S=BxL (m <sup>2</sup> )
VL1	443.4	2	2.21	4.42
VL2	468.7	2	2.34	4.68
VL3	889.1	2	4.44	8.88
VL4	802.5	1.50	4.01	6.01
VL5	581.7	2	2.90	5.8
VL6	762.1	1.5	3.81	5.71
VL7	583.5	2	2.91	5.82
VL8	967.8	2	4.83	9.66
VL9	447.8	2	2.23	4.46
VL10	457.4	2	2.33	4.66

- **Sens transversal :**

Voile	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S=BxL(m <sup>2</sup> )
VT1	685.4	3	3.42	10.26
VT2,	676.7	3	3.38	10.14
VT3	876.6	2	4.38	8.76
VT4	1092.1	1.7	5.46	9.28
VT5	691.4	2	3.45	6.9
VT6	696.9	3	3.48	10.44
VT7	695	3	3.47	10.41

**Tableau X-1 : surface des semelles filantes sous voiles.**

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 60.1 + 66.19 \Rightarrow S_v = 126.29 \text{ m}^2$$

### ➤ Semelles filantes sous poteaux :

#### ❖ Hypothèses de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

#### ❖ Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges  $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :  

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$$
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

Si :  $e < \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale.

Si :  $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

On fera le calcul sur le portique transversal (fil de poteaux le plus sollicité).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N=G+Q (KN)	M(KN.m)	$e_i$	$N \times e_i$
<b>B22</b>	<b>1186.4</b>	<b>-6.22</b>	<b>-6.75</b>	<b>-8008.2</b>
<b>B23</b>	<b>1807.5</b>	<b>-2.81</b>	<b>-2.55</b>	<b>-4609.125</b>
<b>B25</b>	<b>1878.3</b>	<b>-1.83</b>	<b>+2.35</b>	<b>4414.005</b>
<b>B26</b>	<b>1198.3</b>	<b>-7.17</b>	<b>6.75</b>	<b>8088.525</b>
<b>tğtal</b>	<b>6070.5</b>	<b>-18.03</b>	<b>/</b>	<b>-114.795</b>

**Tableau X-2** : surface des semelles filantes sous poteaux.

- **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces:**

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-114.795 - 18.03}{6070.5} = -0.02m$$

- **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle**

On a :  $e = -0.02 \text{ m} < \frac{L}{6} = 16.3 / 6 = 2.72 \text{ m} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{6070.5}{16.3} \times \left(1 - \frac{6 \times (-0.02)}{16.3}\right) = 375.16 \text{ KN / ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{6070.5}{16.3} \times \left(1 + \frac{6 \times (-0.02)}{16.3}\right) = 355.97 \text{ KN / ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{6070.5}{16.3} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0.02)}{16.3}\right) = 368.31 \text{ KN / ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{368.39}{200} = 1.84m$$

Donc on opte pour **B = 1.9 m**.

On aura : **S = 1.9 × 16.3 = 30.97 m<sup>2</sup>**

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = S \times n$

**n** : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = (30.97 \times 6) = 185.82 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v = 185.82 + 126.29 = 312.11 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure :  $S_{bat} = (21.57 \times 16.3) = 351.29 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{312.11}{351.29} = 0.89$$

La surface totale des semelles représente 89% de la surface de bâtiment.

Donc : **S<sub>t</sub> > 50 % S<sub>bat</sub>**

### Conclusion :

Puisque les semelles représentent plus de 50% de la surface totale de bâtiment, on opte pour un radier nervuré comme fondation de notre bâtiment.

### X-3) Etude du radier général :

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 ;
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

### X-3-1) Pré dimensionnement du radier :

#### Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \rightarrow \text{ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique ;

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40$  MPa pour un sol moyen ;

$I$  : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m) ;

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée

$$E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$$

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux voiles successifs.

D'où

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.2\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 0,82m \text{ , On prend } h = 0,85m.$$

### ❖ Dalle

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

#### ➤ *Sous poteaux :*

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \text{ , avec un minimum de 25cm}$$

$$h_d \geq \frac{420}{20} = 21\text{cm} \text{ Soit } h_d = 30\text{cm}$$

#### ➤ *Sous voiles :*

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 52,5 \leq h \leq 84 \text{ Soit } h = 70\text{cm}$$

### ❖ Nervure (poutre)

Elle doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{420}{10} = 42\text{cm} \text{ Soit } h_n = 85\text{cm.}$$

$$\text{et } 0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \quad 34 \leq b_n \leq 59,5 \quad b_n = 50 \text{ cm}$$

### **Conclusion :**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 85 \text{ cm}$  (hauteur de la nervure)

$h_d = 30 \text{ cm}$  (hauteur de la dalle)

$b_n = 50 \text{ cm}$  (largeur de la nervure)

### **X-3-2) Calcul de la surface nécessaire au radier :**

Charge permanente  $G = 35382,1 \text{ KN}$

Charge d'exploitation  $Q = 7770,2 \text{ KN}$

### a) Combinaison d'actions :

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 59421,135 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = G + Q = 43152,3 \text{ KN}$$

### b) Détermination de la surface du radier :

$$\text{A l'ELU } S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{59421,135}{1,33 \times 200} = 223,39 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS } S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{43152,3}{200} = 215,76 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{rad} = \max(S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}) = 215,76 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 349,65 \text{ m}^2 > S_{rad} = 215,76 \text{ m}^2$$

### Remarque

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Mais en revanche les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{85}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 42,5 \text{ cm}$$

Soit un débord de  $L_{deb} = 45 \text{ cm}$ .

$$S_{deb} = (16,30 + 21,57) \times 2 \times 0,45 = 34,10 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 349,65 + 34,10 = 383,75 \text{ m}^2$$

### X-3-3) Calcul des sollicitations à la base du radier :

#### a) Charges permanentes:

$$\text{Poids de bâtiment : } G = 35382,1 \text{ KN}$$

- **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:**

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{de la dalle}} = 383,75 \times 0,3 \times 25 = 2878,125 \text{ KN}$$

- **Poids des nervures:**

$$P_{\text{nerv}} = b_n \cdot (h_n - h_d) \cdot L \cdot n \cdot \rho_b$$

$$= 0,50 \times (0,85 - 0,3) \times (21,57 \times 5 + 16,30 \times 3) \times 25 = 1077,66 \text{ KN}$$

- **Poids de TVO :**

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho$$

$$S_{\text{ner}} = b_n \times L_x \times n + b_n \times L_y \times n$$

$$= (0,50 \times 21,57 \times 5) + (0,50 \times 16,3 \times 3) = 78,38 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{TVO}} = [383,75 - 78,38] \times (0,85 - 0,3) \times 17 = 2855,21 \text{ KN}$$

- **Poids de la dalle flottante:**

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot e_p \cdot \rho_b$$

$$= (383,75 - 78,38) \times 0,1 \times 25 = 763,43 \text{ KN}$$

$$G_{\text{rad tot}} = P_{\text{df}} + P_{\text{TVO}} + P_{\text{ner}} + P_{\text{d}} = 7574,43 \text{ KN}$$

- **Poids total de l'ouvrage:**

$$G_T = G_{\text{sup}} + G_{\text{rad}} = 35382,1 + 7574,43 = 42956,53 \text{ KN}$$

### b) Surcharges d'exploitations:

Surcharge de bâtiment :  $Q = 7770,1 \text{ KN}$

Surcharge du radier :  $Q = 4 \times 383,75 = 1535 \text{ KN}$

$$Q_{\text{tot}} = 9305,1 \text{ KN}$$

### X-3-4) Combinaison d'actions:

**Etat Limite Ultime :**

$$N_{u_{\text{total}}} = 1,35G_{\text{tot}} + 1,5Q_{\text{tot}} = 71948,96 \text{ KN}$$

**Etat Limite de Service :**

$$N_{S_{\text{total}}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 52261,53 \text{ KN}$$

### X-4) Vérifications :

#### X-4-1) Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha \cdot S_{\text{rad}} \cdot \gamma_w \cdot z$$

Avec :  $\alpha$  : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement  $\alpha = 1.5$

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ ).

$z$  : profondeur de l'infrastructure ( $z = 0,85 \text{ m}$ ),

$$P = 42956,53 \geq \alpha \cdot S_{\text{rad}} \cdot \gamma_w \cdot z = 1.5 \times 383,75 \times 10 \times 0,85 = 4892,81 \text{ KN.}$$

Pas de risque de soulèvement de la structure.

#### X-4-2) Vérification de la stabilité du radier :

##### a) Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 10,785 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 8,15 \text{ m}$$

Avec :  $S_i$  : Aire du panneau considéré.

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

##### b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{XX} = \frac{bh^3}{12} = 7784,52 \text{ m}^4 ;$$

$$I_{YY} = \frac{hb^3}{12} = 13631,91 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) dû aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

## Chapitre X : Etude de l'infrastructure

Avec :

$M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base du bâtiment.

$I_{xi}, I_{yi}$  : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

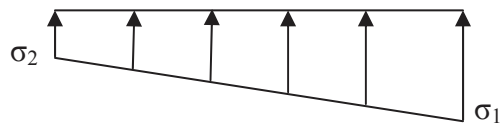
$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \cdot \sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$



**Fig. X-2): Diagramme des contraintes**

### ➤ Sens longitudinal :

$$N_u = 71948,96 \text{ KN} ; \quad N_s = 52261,53 \text{ KN.}$$

$$M_{0X} = 8402,53 \text{ KN.m} ; \quad T = 2393.1 \text{ KN}$$

$$M_x = 8402,53 + (2393.1 \times 0,85) = 10436,67 \text{ KN.m}$$

### • A l'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{71948,96}{383,75} + \frac{10436,67}{13631,91} \times 10,785 = 195,75 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{71948,96}{383,75} - \frac{10436,67}{13631,91} \times 10,785 = 179,23 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 195,75 + 179,23}{4} = 191,62 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 191,62 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

## Chapitre X : Etude de l'infrastructure

- **A l'ELS:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{43152,3}{379,95} \pm \frac{10795,63}{13631,91} \times 10,785$$

$$\sigma_1 = 144,44 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 127,93 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 140,31 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Sens transversal:**

$$M_{0Y} = 8148,37 \text{ KN.m} ; \quad T = 2568,1 \text{ KN.}$$

$$M_Y = 8148,37 + (2568,1 \times 0,85) = 10331,26 \text{ KN.m}$$

- **A l'ELU:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_Y}{I_{XX}} \cdot Y_G = \frac{71948,96}{383,75} \pm \frac{10716,47}{7784,52} \times 8,15$$

$$\sigma_1 = 198,71 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 176,27 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 193 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **A l'ELS:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_Y}{I_{XX}} \cdot Y_G = \frac{52261,53}{383,75} \pm \frac{10716,47}{7784,52} \times 8,15$$

$$\sigma_1 = 147,41 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 124,97 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 141,8 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Contrainte		ELU			ELS			Obs
		$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_m$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_m$	
Sens	Longitudinale (X-X)	195,75	179,23	191,62	144,44	127,93	140,31	CV
	Transversale (Y-Y)	198,71	176,27	193	147,41	124,97	141,8	CV

**Tableau X-3** : vérification des contraintes.

**X-4-3. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Nous devons vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = 2,5MPa$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0,9 \times h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{59421,135 \times 1}{379,95} \times \frac{4,9}{2} = 383,16KN$$

$$\tau_u = \frac{383,16 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,42MPa$$

$\tau_u = 1,42 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5MPa$  ..... Condition vérifiée

**X-4-4) Vérification au poinçonnement**

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

$\mu_c$  : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$a$  : Epaisseur du voile ou du poteau.

$b$  : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m)



Fig. X-3): Périmètre utile des voiles et des poteaux

### Calcul du périmètre utile $\mu_c$

- **Poteaux**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + 2 \times 0,85) = 5,20m$$

$$N_u = 1672,8 \text{ KN}$$

$$N_u < 0,045 \times 5,20 \times 0,85 \times 25000 / 1,5 = 3315 \text{ KN} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

- **Voile**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 3 + 2 \times 0,85) = 9,8m$$

$$N_u = 1335,2 \text{ KN}$$

$$N_u < 0,045 \times 9,8 \times 0,85 \times 25000 / 1,5 = 6247,5 \text{ KN} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

### X-5) Ferrailage du radier:

#### X-5-1) Ferrailage de la dalle:

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encadrée sur quatre côtés,

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$0,4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

#### 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.

#### a) Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{(4,475 - 0,45)}{(4,55 - 0,45)} = \frac{4,025}{4,1} = 0,98$$

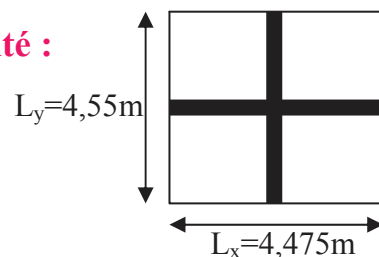


Fig. X-4) Entre axes du panneau le plus sollicité

$0,4 < \rho \leq 1 \rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_m^{\max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- **La contrainte moyenne max à l'ELU :**

$$\sigma_m = \max(\sigma_u^x, \sigma_u^y) = \max(191,62; 193) = 193 \text{ KN/m}^2$$

- **La contrainte moyenne max à l'ELS :**

$$\sigma_m = \max(\sigma_s^x, \sigma_s^y) = \max(140,31; 141,8) = 141,8 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } q_{um} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \times 1 \text{ ml} = \left(193 - \frac{7574,43}{383,75}\right) \times 1 \text{ ml} = 173,26 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{sm} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \times 1 \text{ ml} = \left(141,8 - \frac{7574,43}{383,75}\right) \times 1 \text{ ml} = 122,06 \text{ KN/ml}$$

### b) Calcul à l'état limite ultime:

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  :

$$\rho = 0,98 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0385 \\ \mu_y = 0,956 \end{cases}$$

*Moment isostatique :*

$$M_{0-x} = \mu_x \times qu \times L_x^2$$

$$M_{0-y} = \mu_y \times M_{0-x}$$

On aura donc :

$$M_{0x} = 0,0385 \times 173,26 \times 4,025^2 = 108,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,956 \times 108,07 = 103,31 \text{ KNm}$$

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

0,75: pour les moments en travées de rives.

0,50: pour les moments sur appuis intermédiaires.

#### ➤ **Moments aux appuis intermédiaires:**

$$M_{ax} = (0,5) M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (0,5) \times 108,07 \Rightarrow M_{ax} = 54,04 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = (0,5) M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (0,5) \times 103,3 \Rightarrow M_{ay} = 51,65 \text{ KNm}$$

➤ **Moments en travée :**

$$M_{tx} = (0,75) M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = (0,75) \times 108,07 \Rightarrow M_{tx} = 81,05 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = (0,75) M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = (0,75) \times 103,3 \Rightarrow M_{ty} = 77,48 \text{KN.m}$$

### X-5-2) Calcul des armatures

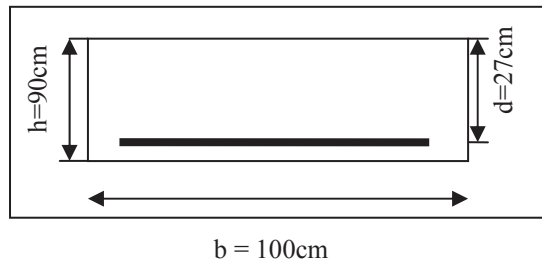


Fig. X-5) Dimension de la section de calcul.

#### X-5-2-1) Ferrailage suivant x-x :

➤ **Aux appuis intermédiaires:**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{54,04 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,052 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,973$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{54,04 \times 10^6}{0,973 \times 270 \times 348 \times 100} = 5,91 \text{cm}^2$$

Soit : **6HA12 = 6,78 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 15cm.

➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{81,05 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,078 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,959$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{81,05 \times 10^6}{0,959 \times 270 \times 348 \times 100} = 8,99 \text{cm}^2$$

Soit : **6 HA14 = 9,23 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 15 cm.

**X-5-2-2) Ferrailage suivant y-y :**

➤ *Aux appuis intermédiaires:*

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{51,65 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,050 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,974$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{51,65 \times 10^6}{0,974 \times 270 \times 348 \times 100} = 5,64 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA12 = 6,78 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 15cm

➤ *En travée :*

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{77,48 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,074 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,962$$

$$A_{ty} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{77,48 \times 10^6}{0,962 \times 270 \times 348 \times 100} = 8,57 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA14 = 9,23 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 15 cm.

**Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier**

Sens	Zone	M (KN,m)	μ	Obs	β	A <sub>u</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	A <sub>u</sub> adoptée	St
X-X	travée	81,05	0,078	SSA	0,959	8,99	6HA14	9,23	15
	appui	54,04	0,052	SSA	0,973	5,91	6HA12	6,78	15
y-Y	travée	77,48	0,074	SSA	0,962	8,57	6HA14	9,23	15
	appui	51,05	0,050	SSA	0,974	5,64	6HA12	6,78	15

**Tableau X-4) ferrailage des portées :**

**X-5-3) Vérification à l'état limite ultime :**

**X-5-3-1) Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1):**

Armature parallèles à  $L_x$

$$W_x = \frac{A_{ix}}{bd} \geq W_0 \frac{3-\rho}{2}$$

Avec :

$W_x$ : Taux d'acier qui est égal au rapport de la section d'armature dans une direction donnée à la section totale de béton.

$W_0$ : Taux d'acier minimal.

$W_0=0.8\%$  pour les HA de nuance  $f_e E400$ .

$$W_x = \frac{8,99}{100 \times 30} = 0.0030 \geq 0.0008 \frac{3-0.98}{2} = 0.000808 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Armature parallèles à  $L_y$

$$W_x = \frac{A_{iy}}{bd} \geq W_0$$

$$W_x = \frac{8,57}{100 \times 30} = 0.0029 \geq 0.0008 \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

Avec : 
$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

		A (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Observation
x-x	ELU	9,23	3,26	Condition Vérifiée
		6,78		Condition Vérifiée
y-y	ELU	9,23	3,26	Condition Vérifiée
		6,78		Condition Vérifiée

**Tableau X.5 : vérification de la section minimale**

### X-5-3-2) Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, l'écartement max des armatures d'une nappe est donné par :

*Sens de la petite portée :*

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 85; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm.}$$

$$S_t = 15\text{cm} < 33\text{cm}$$

*Sens de la grande portée:*

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

$$S_t = 15\text{cm} < 45\text{cm}$$

### X-5-3-3) Calcul et vérification à l'E.L.S :

#### ➤ Evaluation des moments $M_x$ et $M_y$

$$\rho = 0,98 \implies \begin{cases} \mu_x = 0,0459 \\ \mu_y = 0,970 \end{cases}$$

On aura donc :

$$M_{x_s} = 0,0459 \times 122,06 \times 4,025^2 = 90,76 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 0,970 \times 90,76 = 88,04 \text{ kN.m}$$

#### Sens x-x :

Moments en appuis à l'ELS :  $M_{a-x} = 90,76 \times 0,5 = 45,38 \text{ kN.m.}$

Moments en travée à l'ELS :  $M_{t-x} = 90,76 \times 0,75 = 68,07 \text{ kN.m.}$

#### Sens y-y :

Moments en appuis à l'ELS :  $M_{a-y} = 88,04 \times 0,5 = 44,02 \text{ kN.m.}$

Moments en travée à l'ELS :  $M_{t-y} = 88,04 \times 0,75 = 66,03 \text{ kN.m}$

➤ Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

$A_s = 8,99 \text{ cm}^2$  (section adoptée)

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \qquad \rho = \frac{100 \times 8,99}{100 \times 27} = 0,333$$

$$\beta = 0,910 \qquad k_1 = 40,56 \qquad k = 1 / k_1 = 1 / 40,56 = 0,025$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\sigma_s = \frac{6807 \times 10^6}{0,910 \times 270 \times 899} = 308,17 \text{ MPa} < \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0,025 \times 308,17 = 7,70 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**X-5-4) Ferrailage du débord :**

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1mètre de longueur.

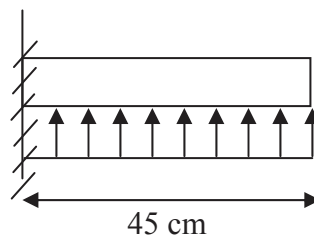


Fig.( X-6) Schéma statique du débord

**X-5-4-1) Sollicitations de calculs :**

➤ **A l'ELU:**

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = \frac{173,76 \times 0,45^2}{2} = 17,59 \text{ KN.m}$$

➤ **A l'ELS:**

$$M_s = \frac{q_s \cdot L^2}{2} = \frac{122,06 \times 0,45^2}{2} = 12,36 \text{ KN.m}$$

**X-5-4-2) Calcul des armatures :**

**a) Armatures principales :**

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 27 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{17,59 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,016 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,016 \rightarrow \beta_u = 0,992$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{17,59 \times 10^6}{0,992 \times 270 \times 348 \times 100} = 1,88 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit :  $A_u = 5HA10/\text{ml} = 3,92 \text{ cm}^2$                       Avec  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

**b) Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit  $A_r = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$                       Avec  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

**X-5-4-3) Vérification à l'ELU :**

**Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 1000 \times 270 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$A_u = 3,92 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3,26 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

**X-5-4-4) Vérification à l'ELS :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{17,59}{12,36} = 1,42$$

$$\mu = 0,040 \rightarrow \alpha = 0,051$$

$$\alpha = 0,051 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,42 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,46 \text{ .....condition vérifiée.}$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord.

Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

### X-5-5) Ferrailage des nervures

- La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.
- Le rapport  $0,4 < \rho < 1$  pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires..
- Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.
- Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment ( $L_m$ ) et le même effort tranchant ( $L_t$ ) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

#### a) Cas de chargement trapézoïdal

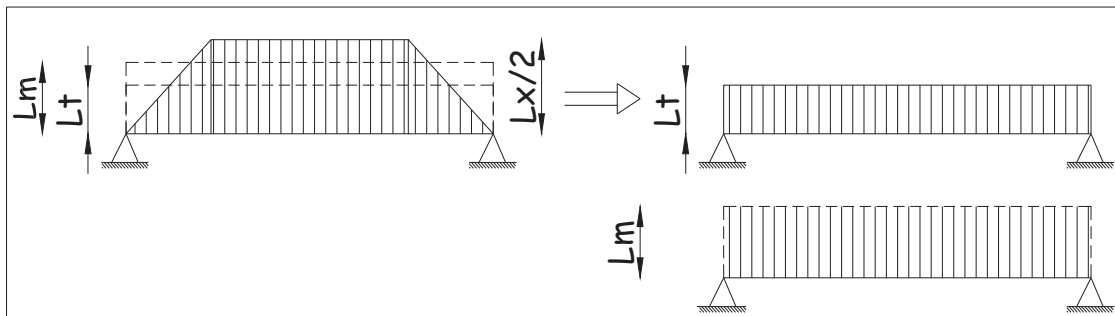


Fig. X-7) Présentation des chargements simplifiés

Deux types de chargement peuvent se présenter :

**1er Cas :** Chargement triangulaires :

Moment fléchissant :  $L_m = 0.333 \times L_x = 1,58 \text{ m}$ .

Effort tranchant :  $L_t = 0.25 \times L_x = 1,19 \text{ m}$ .

**2ème Cas :** Chargement trapézoïdale :

**Effort tranchant :**

$$L_t = L_x \left( 0.5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$$

$L_t = 1,22 \text{ m}$ .

### Moment fléchissant :

$$L_m = L_x \left[ 0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right]$$

$$L_m = 1,63 \text{ m.}$$

#### ✓ Pour les moments fléchissant :

$$Q_{Mu} = q_u \cdot L_m$$

$$Q_{Ms} = q_s \cdot L_m$$

#### ✓ Pour les efforts tranchant :

$$Q_u = q_u \cdot L_t$$

$$Q_s = q_s \cdot L_t.$$

#### ➤ Détermination des charges :

##### • ELU :

$$q_u = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$Q_u = (193 - (7574,43 / 383,75) - (1077,66 / 78,38)) = 159,51 \text{ KN.}$$

##### • ELS :

$$q_s = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$Q_s = (141,8 - (7574,43 / 383,75) - (1077,66 / 78,38)) = 108,31 \text{ KN.}$$

#### □ Charges à considérer:

#### □ Sens transversal:(6fils)

$$Q_{Mu} = q_u \times L_m = 159,51 \times 1,63 = 260 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Ms} = q_s \cdot L_m = 108,31 \times 1,63 = 176,55 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Tu} = q_u \cdot L_t = 159,51 \times 1,22 = 194,60 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Ts} = q_s \cdot L_t = 108,31 \times 1,22 = 132,14 \text{ KN/ml}$$

□ Sens longitudinale :(6fils)

$$Q_{Mu} = q_u \times L_m = 159,51 \times 1,58 = 252,03 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Ms} = q_s \cdot L_m = 108,31 \times 1,58 = 171,13 \text{ KN/ml}$$

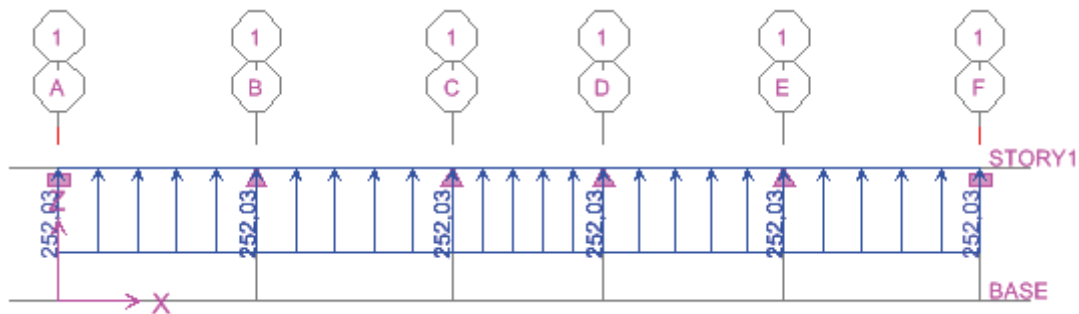
$$Q_{Tu} = q_u \cdot L_t = 159,51 \times 1,19 = 189,82 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Ts} = q_s \cdot L_t = 108,31 \times 1,19 = 128,89 \text{ KN/ml}$$

### X-5-5-1) Détermination des moments fléchissant et l'effort tranchant :

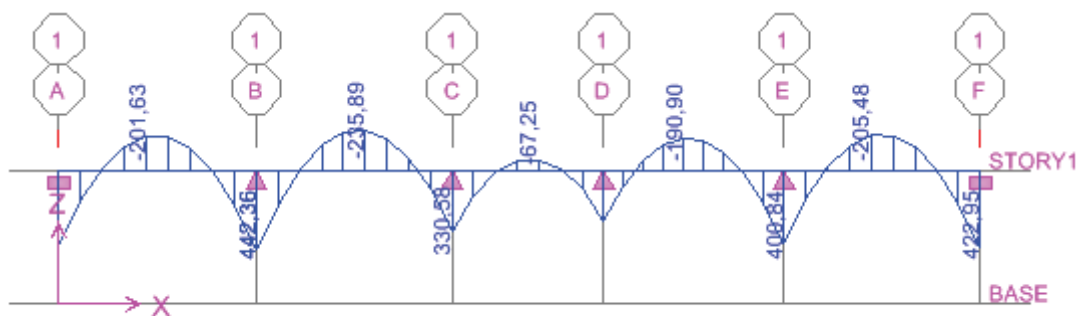
Pour le calcul des moments fléchissant et des efforts tranchant, on utilise le logiciel (ETABS)

#### ➤ Sens longitudinal



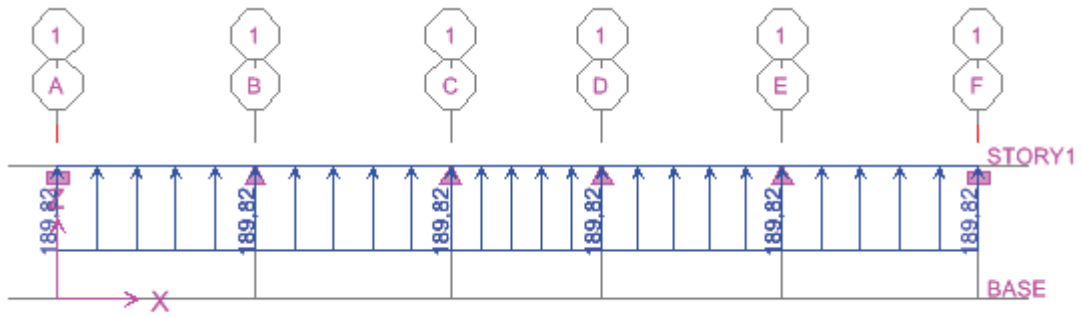
**Fig (X-9) Schéma statique de la nervure à (ELU)**

KN/ml

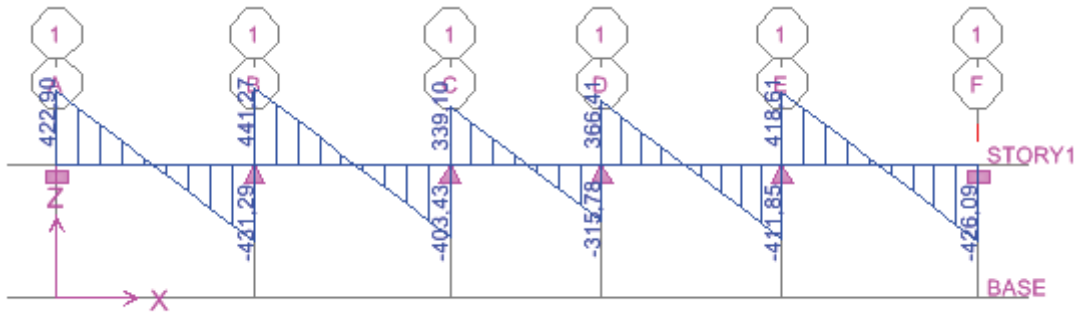


KN.m

**Fig (X-10) diagramme des moments fléchissant à (ELU)**

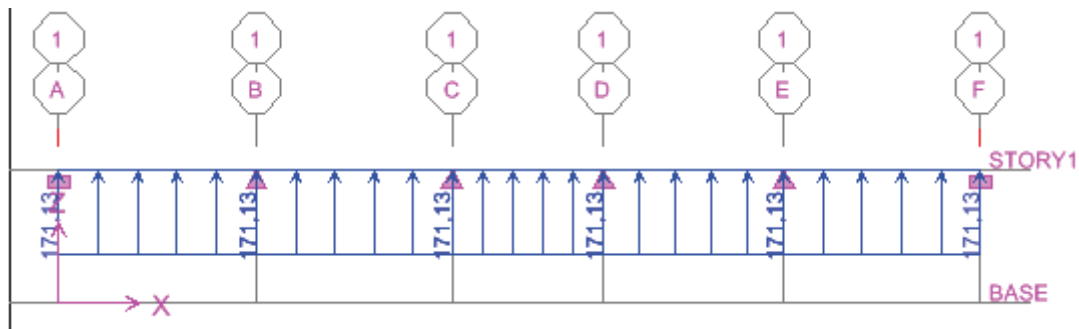


Fig(X-11) Le chargement à ELU



KN/ml

Fig (X-12) Diagramme des efforts tranchants (ELU)



KN/ml

Fig (X-13) : le chargement à l'ELS

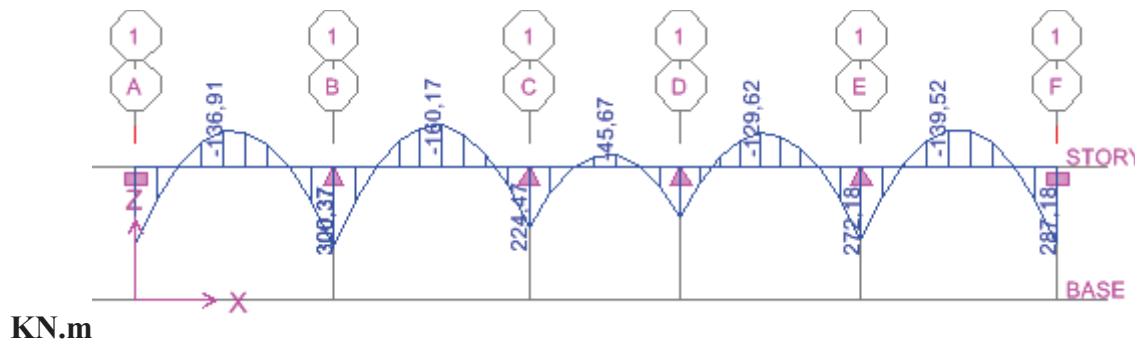
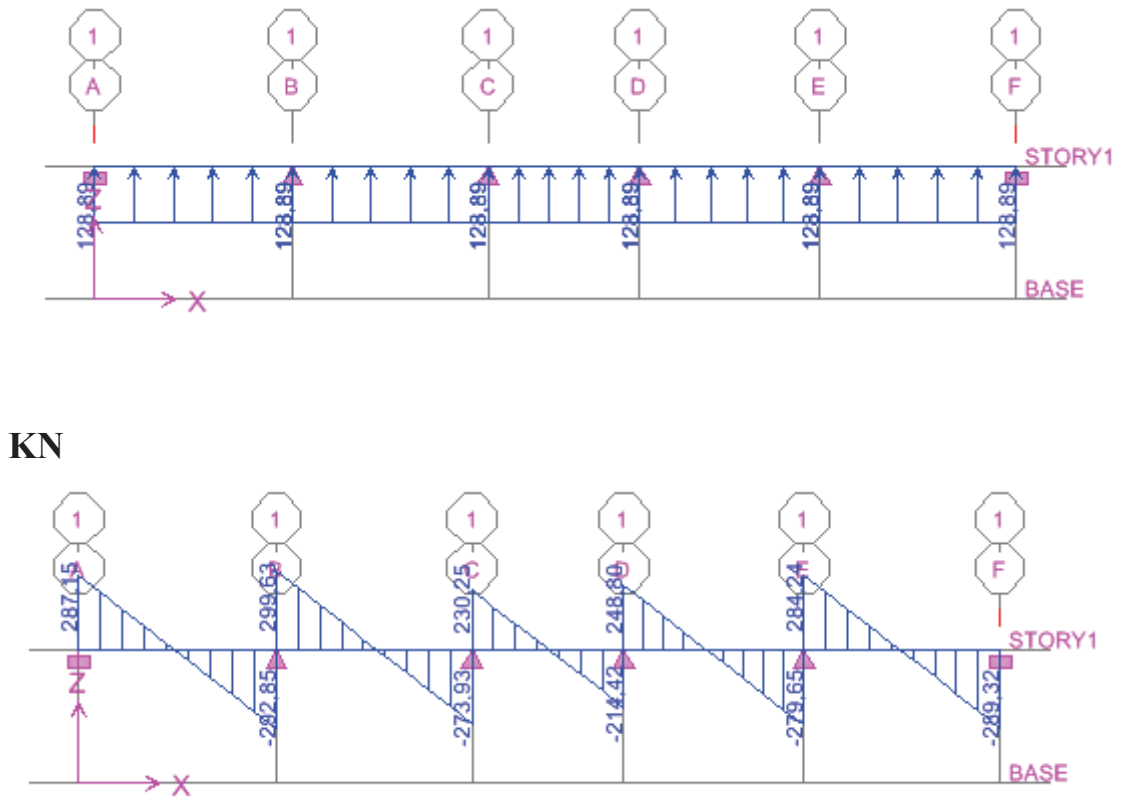
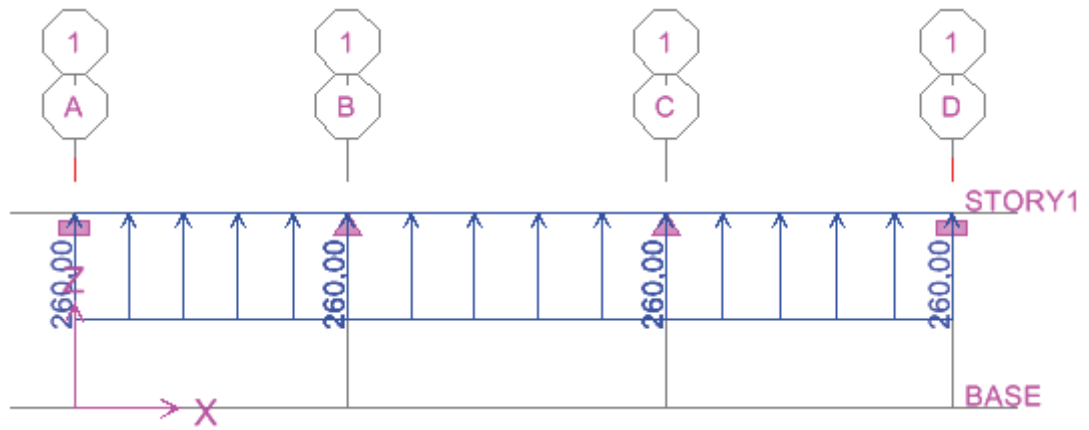


Fig (X-14) : diagramme des moments fléchissant a l'ELS



Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS (KN).

➤ Sens transversal :



KN .m

Fig (X -15) : Schéma statique de la nervure

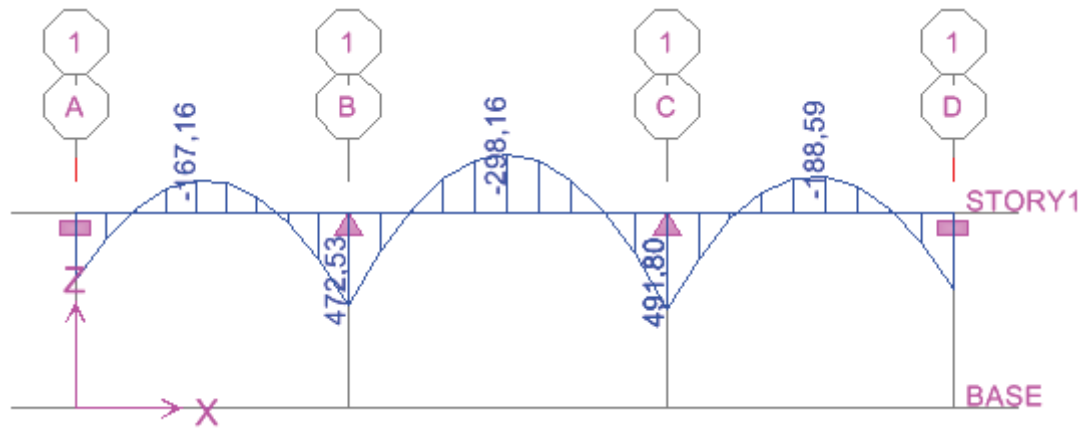
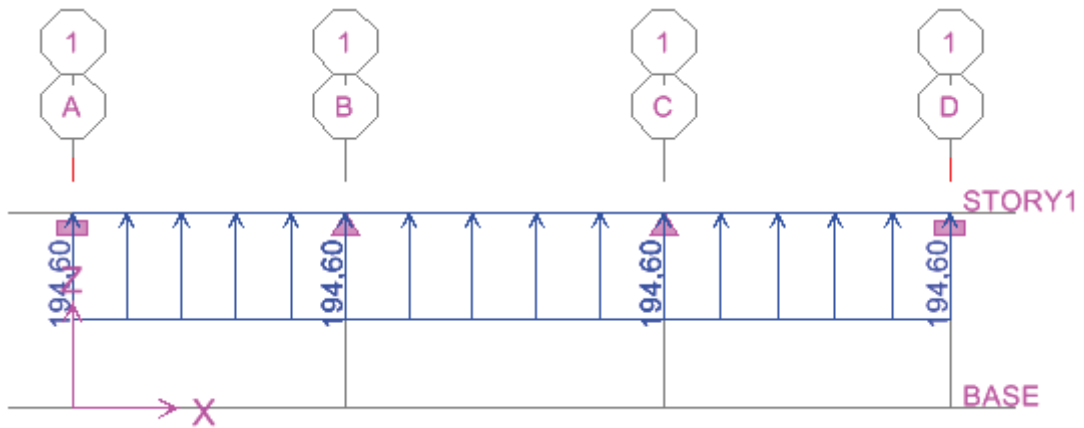


Fig (X-16) : diagramme des moments fléchissant a l'ELU.



Fig( X-17) :Le chargement à l'ELU

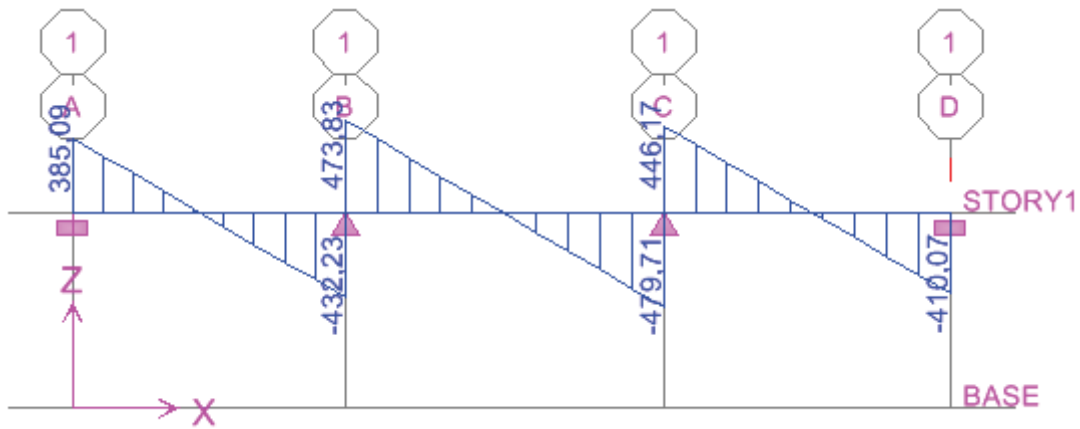
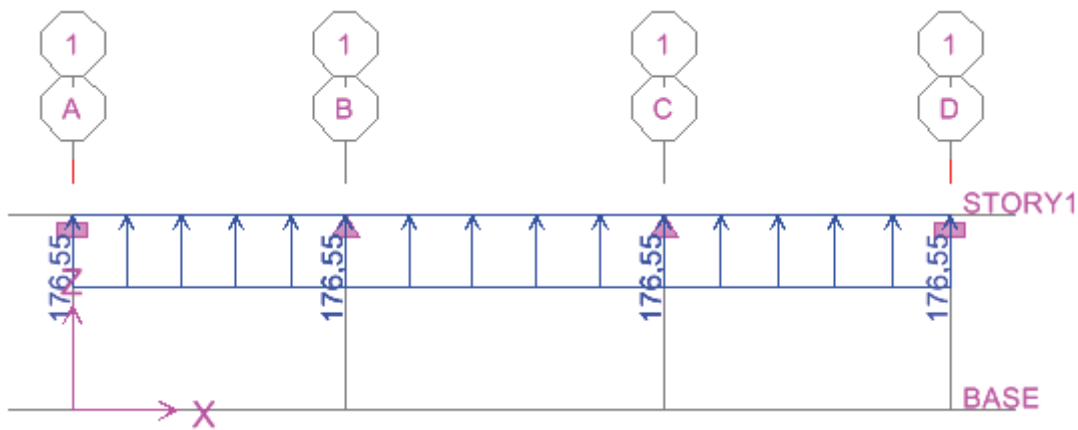
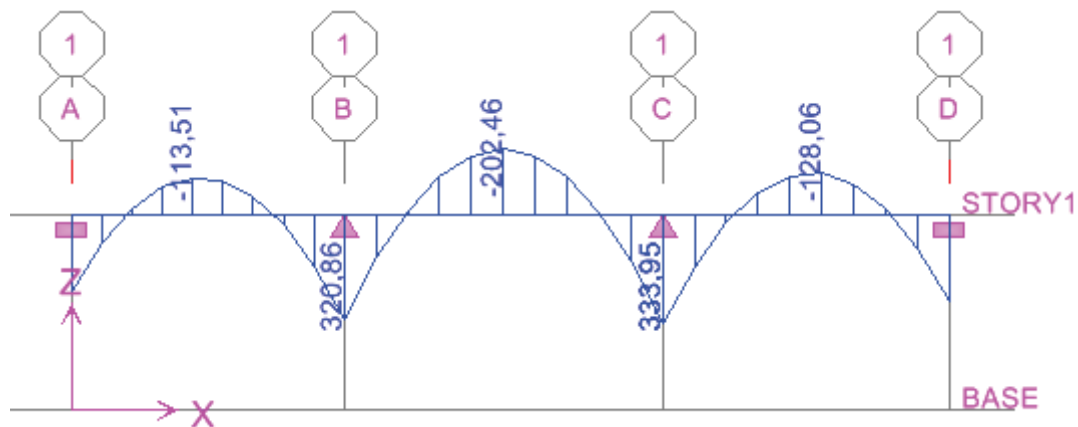


Fig (X-18) Diagramme des efforts tranchants (ELU)



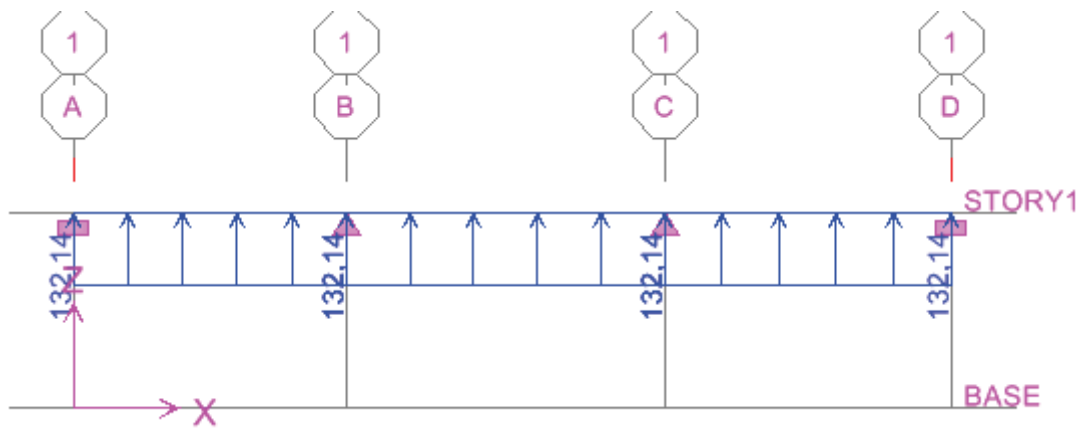
KN/ml

Fig(X-19) Le chargement à ELS

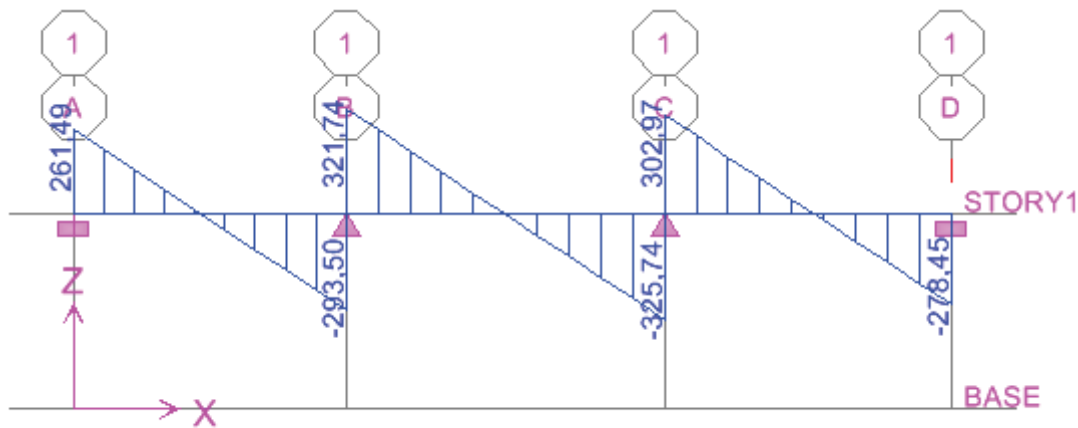


KN.m

Fig(X-20) Diagramme des moments fléchissant (ELS)



Fig(X-21) Le chargement à ELS



KN

Fig(X-22) Diagramme des efforts tranchants (ELU)

Sollicitation maximales :

	sens longitudinal		sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_{amax}$ (KN,m)	442,36	300,37	491,80	333,95
$M_{tmax}$ (KN,m)	235,89	160,17	298,16	202,46
$T_{max}$ (KN)	431,29	299,63	479,71	325,74

Tableau X-8:les efforts internes dans les nervures.

Le ferrailage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous.

$B= 40 \text{ cm}$  ,  $h= 110 \text{ cm}$  ,  $d = 105 \text{ cm}$   $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$  ,  $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$ .

Exemple de calcul :

$$\mu_u = \frac{M_{a \max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{442,36 \times 10^6}{500 \times 800^2 \times 14,2} = 0,097 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,097 \rightarrow \beta_u = 0,9485$$

## Chapitre X : Etude de l'infrastructure

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{442,36 \times 10^6}{0,9485 \times 800 \times 348 \times 100} = 16,75 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 4HA16 (fil) + 4HA20 (chap) = 16,75 cm<sup>2</sup>.

			M (KN,m)	$\mu$	$\beta$	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>ado</sub> (cm <sup>2</sup> )
ELU	longitudinal	Appui	442,36	0,097	0,9485	16,75	4HA16(fil)+4HA20(chap)	20,60
		Travée	235,89	0,052	0,973	8,71	4HA14(fil) + 4HA12 (chap).	10,67
	transversal	Appui	491,80	0,108	0,943	18,73	4HA16(fil)+4HA20(chap)	20,60
		Travée	298,16	0,066	0,966	11,08	4HA16(fil)+4HA14(chap)	12,56

**Tableau X-9 : ferrailage des nervures à l'ELU.**

- **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

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

- **Espacement des armatures :**

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right\} = \min \{27,5 ; 24\} \quad \text{Soit } S_t = 20 \text{ cm.}$$

- En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 42,5 \text{ cm.}$$

Soit  $S_t = 20 \text{ cm.}$

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_{min} = 0,003 S_t b = 3 \text{ cm}^2.$$

Soit  $A_t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$  (2 cadres).

### X-6) Vérification à l'ELU :

#### a) Condition de non fragilité (BAEL.91.arct :A.4.2)

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

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 500 \times 800 \times 2,1}{400 \times 100} = 4,83 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition

Aux appuis :

$$A_{\text{adopté}} = 18,73 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 4,83 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

En travées :

$$A_{\text{adopté}} = 11,08 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 4,83 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

### b) Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL.91.arct :A.5.1, 211):

$$\tau_u = \frac{T_{u \text{ max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec :  $T_{u \text{ max}} = 479,71 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{479,71 \times 10^3}{500 \times 800} = 1,20 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

### VI-7) Vérification à L'ELS

#### Contrainte de compression dans le béton :

**Sens x-x :**

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier

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

➤ **Appui :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 20,60}{50 \times 80} = 0,515. \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,8925 \\ K_1 = 31,41 \\ K = \frac{1}{K_1} = 0,032 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A \beta_1 d} = \frac{300,37 \times 10^3}{20,60 \times 0,8925 \times 80} = 204,22 [\text{MPa}].$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,032 \times 204,22 = 6,54 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 7,27 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{(Condition est vérifiée).}$$

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 10,67}{50 \times 80} = 0,268 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,918 \\ K_1 = 45,98 \\ K = \frac{1}{K_1} = 0,022 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A \beta_1 d} = \frac{160,17 \times 10^3}{10,67 \times 0,918 \times 80} = 204,4 [\text{MPa}].$$

## Chapitre X : Etude de l'infrastructure

$$\sigma_{bc} = 0,022 \times 204,14 = 4,49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,49 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{ (Condition vérifiée).}$$

Sens y-y :

➤ **Appui :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 20,60}{50 \times 80} = 0,490. \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,8925 \\ K_1 = 31,41 \\ K = \frac{1}{K_1} = 0,032 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A\beta_1 d} = \frac{333,95 \times 10^3}{20,60 \times 0,8925 \times 85} = 213,69 [\text{MPa}].$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0,032 \times 213,69 = 6,84 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 6,84 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{ (Condition vérifiée).}$$

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 12,56}{50 \times 85} = 0,295 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,914 \\ K_1 = 43,14 \\ K = \frac{1}{K_1} = 0,023 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A\beta_1 d} = \frac{202,46 \times 10^3}{12,56 \times 0,914 \times 85} = 207,48 [\text{MPa}].$$

$$\sigma_{bc} = 0,023 \times 207,48 = 4,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,77 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{ (Condition vérifiée).}$$

Sens	Zone	As (cm <sup>2</sup> )	M <sub>s</sub>	ρ <sub>1</sub>	β	K <sub>1</sub>	σ <sub>st</sub>	σ <sub>b</sub>	σ <sub>b</sub>	Obs
<b>X-X</b>	Appuis	20.6	300.37	0,515	0,8925	31.41	204.22	7.27	15	vérifié
	Travée	10.67	160.17	0,268	0,918	45.98	204.4	4.49	15	vérifié
<b>Y-Y</b>	Appuis	20,6	333.95	0,490	0,8925	31.41	213.69	6,84	15	vérifié
	Travée	12,56	202.46	0,295	0,914	43.14	207.48	4.77	15	vérifié

**Tableau X-10 : Vérification des contraintes à l'ELS**

### Les armatures de peau (BAEL/Art B.6.6 ,2) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leur section est au moins égale à  $3\text{cm}^2$  par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 800 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

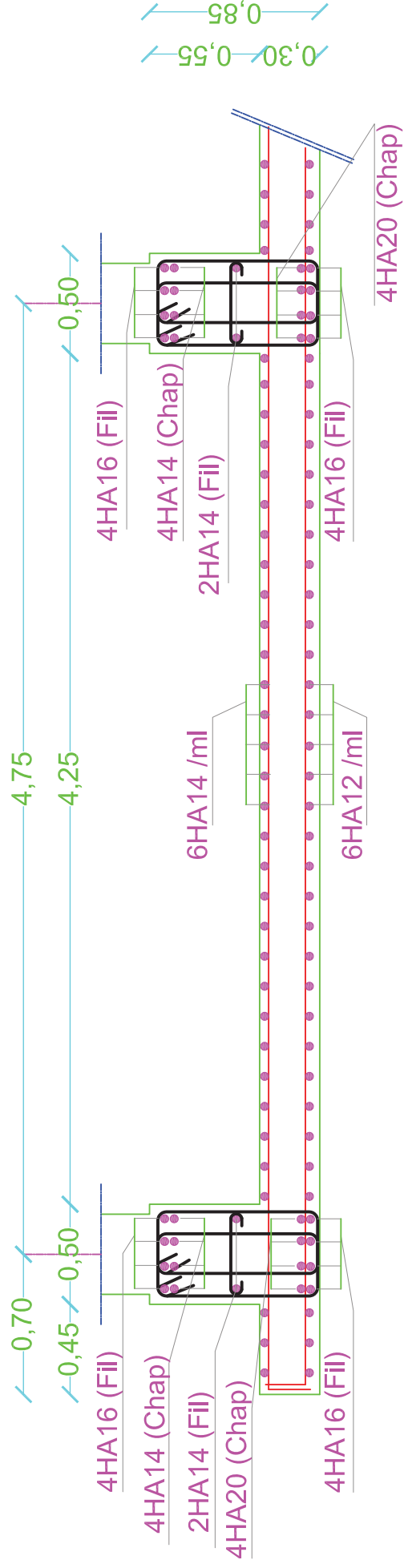
$$A_p = 3\text{cm}^2 / \text{ml} = 3\text{cm}^2 \text{ par paroi.}$$

$$\text{Soit : } 2\text{HA14} = 3,08 \text{ cm}^2.$$

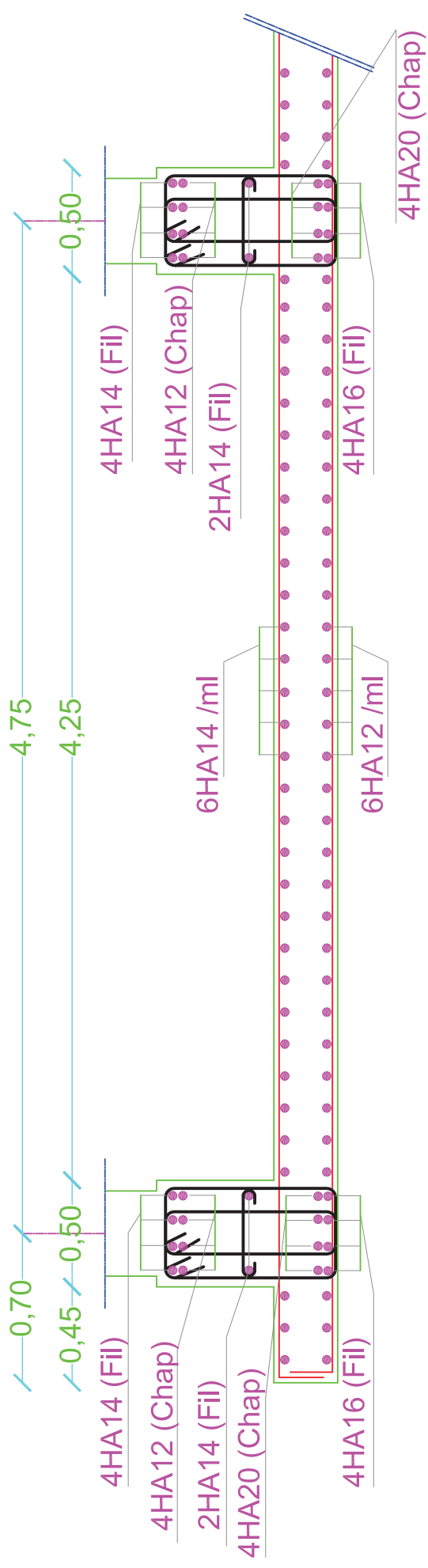
### □ Conclusion :

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton et de l'acier à l'ELS

# SENS Y-Y



# SENS X-X



# **Conclusion générale**

### Conclusion :

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés durant de notre cursus et d'affiner nos connaissances.

En effet les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduites à nous documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, par exemple :

Se travaille de fin d'étude nous a permis de comprendre comment on fait une disposition des voiles, qui présentent un facteur important dans la détermination du comportement d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations.

Et d'après qu'on a modélisés, les efforts qu'on a trouvé on utilisant le logicielle ETABS nous a permis de comprendre comment on fait les vérifications d'exigences de RPA (la période, les déformations, les déplacements.....) par rapport aux résultats trouvées.

Et enfin comprendre le ferrailage des différents éléments de la structure on respectant la réglementation, sans négliger le côté pratique pour faciliter la tâche à l'exécution.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle.

# **Bibliographie**

## **Bibliographie**

### **Règlements :**

- ❖ Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- ❖ 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 et programmes :**

- ❖ Logiciel ETABS version 9.6.0 (Analyse des structures)
- ❖ Logiciel de ferrailage SOCOTEC
- ❖ EXCEL 2007
- ❖ WORD 2007
- ❖ AUTOCAD 2013

# Sommaire

## Introduction générale

<b>Chapitre I</b> : Présentation de l'ouvrage .....	1
<b>Chapitre II</b> : Pré-dimensionnement des éléments .....	11
<b>Chapitre III</b> : Calcul des éléments non-structuraux .....	29
III.1 : Acrotère .....	29
III.2 : Plancher .....	43
III.3 : balcon .....	71
III.4 : Escaliers .....	79
III.5 : poutre palière .....	102
III.6 : Salle machine .....	113
<b>Chapitre IV</b> : Etude de contreventement .....	125
<b>Chapitre V</b> : Modélisation de la structure .....	143
<b>Chapitre VI</b> : vérifications, et interprétation des résultats.....	163
<b>Chapitre VII</b> : Ferrailage des poutres .....	175
<b>Chapitre VIII</b> : Ferrailage des poteaux .....	187
<b>Chapitre IX</b> : Ferrailage des Voiles.....	205
<b>Chapitre X</b> : Etude de l'infrastructure .....	221

## Conclusion générale

## Bibliographie