

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



# Mémoire de fin d'études

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

## THEME

**Etude d'un bâtiment(R+10) à usage multiple  
Contreventée par voiles et portiques  
Avec l'application ETABS**



**Etudié par:** M<sup>elle</sup> : BELAMINE REBIHA

**Dirigé par :** M<sup>me</sup> : KHELOUI FATMA

M<sup>r</sup> : BENAODIA DJAFFAR

*Promotion 2018/2019*

# Remerciement

**Je remercie avant tout le bon Dieu.**

*En premier lieu, nous tenons à adresser nos vifs remerciements à notre promotrice Madame KHELOUI FATMA pour ces orientations et ces conseils tout le long de notre travail.*

*Que l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation et le personnel de l'institut de génie civil veuillent trouver ici l'expression de notre profonde reconnaissance.*

*Nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participées de près ou de loin à la réalisation de ce projet.*

*Nos vifs remerciements iront aussi aux membres de jury qui nous ferons l'honneur de le juger et de l'enrichir par leurs propositions*

*Djaffar et Rebiha*

# Dédecaces

**Je dédié ce lapidaire travail :**

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

**A mes très chers frère et sœurs.**

**A toute la famille BELAMINE sans exception.**

**A tous mes amis.**

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

**REBIHA**

**Je dédié ce lapidaire travail :**

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

**A mes très chers frère et sœurs.**

**A toute ma famille sans exception.**

**A tous mes amis.**

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

**DJAFFAR**

# Sommaire

<b>Introduction générale.....</b>	<b>1</b>
<b>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et des matériaux</b>	
I.1. introduction .....	2
I.2. description de l'ouvrage .....	2
I.3.caractéristiques de géométriques.....	2
I.4. Eléments de l'ouvrage .....	2
I.5. Caractéristiques des matériaux .....	3
<b>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments</b>	
II.1. introduction .....	8
II.2.Planchers en corps creux plus dalle de compression.....	8
II.3. Plancher à dalle plein.....	9
II.4.les poutres.....	9
II.5.les poteaux .....	10
II.6. Détermination des charges et surcharges.....	12
II.7.descente de charge .....	15
II.8.les voiles.....	21
II.9.conclusion. ....	22
<b>Chapitre III : calcul des éléments</b>	
III. Introduction. ....	23
III.1.Calcul des escaliers.....	23
III.2. Calcul de la poutre palier .....	36
III.3. Calcul des planchers.....	46
III.4.Calcul de la salle machine .....	71
III.5. Calcul de l'acrotère.....	82
III.6. Calcul de balcon.....	88
III.7. Calcul de porte à faux.....	94
<b>Chapitre IV : Modélisation de la structure avec logiciel dETABS</b>	
IV.I. Introduction.. ....	100
IV.2. Logiciel utilisé pour la modélisation.....	95
IV.3.Historique.....	95
IV.4. Etapes de modélisation.....	98
<b>Chapitre V : Vérification de l'RPA :</b>	
V.1.Introduction.....	110
V.2. Description de l'ETABS.....	107
V.3.Etapes de modélisation.....	107
V.4.Caractéristiques du spectre de réponse : .....	108
V.5. Etude de contreventement .....	109
V.6. Vérification des exigences du RPA.....	110
Conclusion.....	119
<b>Chapitre V I: Ferrailage des éléments</b>	
Introduction.....	123
VI.1.ferrailage des poteaux .....	120
VI.2. ferrailage des poutres.....	141
VI.3. ferrailage des voiles.....	156



## **VII. Etude de l'infrastructure**

Introduction.....	171
VII.1. Choix du type des fondations .....	171
VII.2. Dimensionnement.....	171
VII.3. Étude du radier.....	175
VII.4. Ferrailage du débord .....	190
VII.5. Étude de la nervure.....	193

## **Conclusion générale**

## **Bibliographie**

# Introduction générale

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

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

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

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

Ces règlements sont le fruit de longues années d'expériences et de recherche approfondie, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques, et visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion et d'éviter l'endommagement de la structure tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

L'ouvrage en question est un bâtiment en R + 10, présentant une irrégularité en élévation, dont le système de contreventement par voiles.

Le travail a été partagé en deux parties principales :

La première partie réservée à la superstructure, qui contient:

- De description de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux.
- Pré dimensionnement des éléments.
- Etude des éléments secondaires.
- Modalisation de la structure avec logiciel ETABS.
- Vérification e RPA.
- ferraillage des éléments non structuraux.

La deuxième partie sera consacrée à l'étude de l'infrastructure :

- Etude des fondations.

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (**CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003** et les différents **DTR**).

# Chapitre I :

## Présentation de l'ouvrage

# Chapitre I..... Présentation de l'ouvrage et des matériaux

## I. 1. Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécurisée et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

## I.2 Description de l'ouvrage :

Le projet consiste à l'étude d'une structure (R+10) bi fonctionnelle qui regroupe commerce et habitation, classé dans le groupe d'usage 2 selon la classification du RPA 99 (Article 3.2). L'ouvrage est situé sur le territoire de la wilaya de TIZI-OUZOU,, qui est classée d'après la carte de zonage en **Zone IIa** (zone moyenne sismicité) RPA2003.

La contrainte admissible du sol  $\sigma_{sol} = 2$  bars leur profondeur est 4m

## I.3. Caractéristiques géométriques :

- longueur totale du bâtiment : 25,00m
- largeur totale du bâtiment : 19,90m
- hauteur totale du bâtiment : 35,02m
- hauteur d'un étage courant : 3,06m
- hauteur d'un rez-de-chaussée : 4,42m
- hauteur de l'acrotère : 0,60m

## I.4. Eléments de l'ouvrage :

### A. Ossature :

L'immeuble qui fait l'objet de notre étude est à ossature mixte, composée de :

- Poteaux et poutres formant un système de portiques destinés à reprendre essentiellement les charges et surcharges.
- Un ensemble de voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), consistant d'un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage.

### B. Planchers :

Les planchers sont des aires limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Ils ont pour rôles essentiels :

- les transmissions de différentes charges verticales et horizontales aux éléments structuraux,
- la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs,
- une isolation thermique et acoustique.
- A l'exception de la cage d'ascenseur, tous les planchers du notre bâtiment sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens longitudinal (porteur).
- Le plancher terrasse est inaccessible et comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

### C. Maçonnerie :

- Les façades seront réalisées en double cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm , pour tous les étages.
- Les murs intérieurs seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

### D. Revêtements :

Les revêtements seront comme suit :

- Mortier de ciment de 2cm d'épaisseur pour les murs des façades extérieures.
- Enduits de plâtre de 2cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et plafonds.
- Carrelage pour les planchers courants, les balcons et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux.

### E. Escaliers :

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

### F. Cage d'ascenseur :

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

### G. Coffrage :

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

## I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

### I.5.1. Béton :

Le béton est un mélange ciment, sable, granulats, et eau, dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment portland composé (CPI). La composition du béton doit être conforme aux règles du **BAEL 91 modifié 99** et le **RPA 2003**, elle sera déterminée en laboratoire de façon à avoir une résistance caractéristique de 25Mpa

#### A. Résistance caractéristique à la compression

La résistance à la compression se mesure par compression axial de cylindres droits de révolution (essais d'écrasement d'éprouvettes normalisées) de 16 cm de diamètre et 32 cm,

- ☞ A 1 J le béton attend 15% de sa résistance.
- ☞ A 3 J → 50%.
- ☞ A 7 J → 70%.
- ☞ A 14 J → 80%.
- ☞ A 21 J → 90%.
- ☞ A 28 J → 99%

Le béton évolue avec le temps à 28 jour la résistance à la compression est dit: résistance caractéristique à la compression et, noté  $f_{c28}$ .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton à l'âge  $j < 28$  jours, sa résistance à la compression est calculée selon les formules ci-dessous (Art A2.1, 11 B.A.E.L 91):

- $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$  en Mpa ; pour  $f_{c28} \leq 40MPa$ ,
- $f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28}$  en Mpa ; pour  $f_{c28} \geq 40MPa$ .

Pour l'étude de ce projet, nous adoptons une valeur de  $f_{c28} = 25$  MPa.



**B. Résistance caractéristique à la traction «  $f_{tj}$  » Art A2.112 BAEL91,**

La résistance caractéristique à la traction à j jour noté  $f_{tj}$  est conventionnellement, définie en fonction de la résistance à la compression par la formule suivante:

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ en Mpa} \quad \text{d'où} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

**C. Contraintes limites de service à la compression :**

La contrainte limite que le béton pourra supporter est donnée par la formule :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{Art 4.5.2 BAEL91})$$

**C.1. Contraintes limite de résistance à la compression «  $f_{bu}$  » :**

Celle -ci est donnée par la formule ci-dessous Art A4.3. 41 BAEL91 :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} \text{ en Mpa}$$

$$\gamma_b : \text{Coefficient de sécurité} \begin{cases} \gamma_b = 1.5 \mapsto \text{situation courante,} \\ \gamma_b = 1.15 \mapsto \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

$\theta$  : coefficient de durée d'application des l'actions considérées,

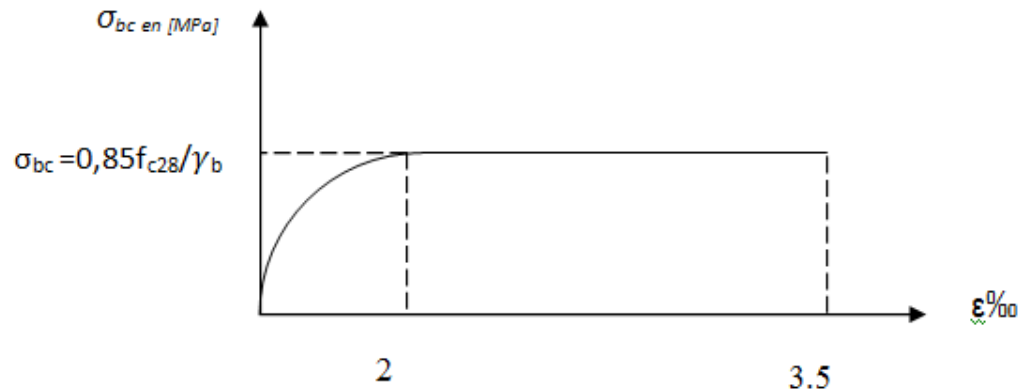
$\theta=1$  : si la durée d'application est  $>24\text{h}$ ,

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

$\theta=0.85$  : si la durée d'application est  $< 1\text{h}$ ,

Pour  $\gamma_b=1.5$  et  $\theta=1$ , on aura  $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

Pour  $\gamma_b=1.15$  et  $\theta=0.85$ , on aura  $f_{bu} = 21.74 \text{ MPa}$ .

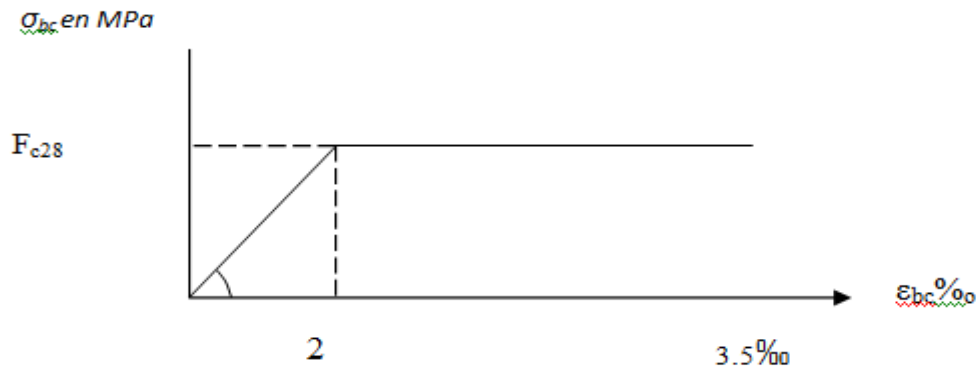


**Fig.1.1 : Diagramme simplifié contraintes déformations du béton à l'ELU.**

**C.2. Contrainte limite de service à la compression (Art : A4.5, 2 B.A.E.L) :**

C'est l'état au delà du quel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité. Cette limite vise à empêcher l'ouverture de fissures parallèles à la fibre neutre.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ en Mpa, à 28 jours} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \text{avec } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$



**Fig.1.2: Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.**

$\varepsilon_{bc}$  : déformation relative de service du béton en compression.

$\tan \alpha = E_b = \text{constant}$  (module d'élasticité).

### C.3. contrainte limite de cisaillement (Art : A5.1, 21 BAEL) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad ; \quad \text{Avec } V_u : \text{effort tranchant dans la section étudiée.}$$

$b$  : largeur de la section cisailée.

$d$  : hauteur utile.

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

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

### I.5.2. Module d'élasticité :

Selon la durée des sollicitations on distingue deux types de modules :

#### A. Module de déformation longitudinale instantané du béton (Art : A2.1, 21 BAEL)

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h, il en résulte un module égal :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ en Mpa}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa.}$$

#### B. Module de déformation longitudinale différée du béton (Art : A2.1, 22 BAEL)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton, nous prendrons un module égal :

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en MPa.}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow E_v = 10819 \text{ MPa.}$$

### C. Module d'élasticité transversale

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \text{ en MPa.}$$

$\mu$  : coefficient de poisson,

E : module de YOUNG.

### I.5.3. Coefficient de poisson (Art : A2.1, 3 BAEL) :

C'est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales :

$\nu = 0.2$  à l'état limite de service.

$\nu = 0$  à l'état limite ultime.

### I.5.4. Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression. Les armatures sont distinguées par leurs nuances et leurs états de surface. Dans le présent projet, on utilisera 3 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivants :

Type d'aciers	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité $f_e$ [MPa]	Résistance à la rupture	Allongement relatif à la rupture	Coefficient de fissuration ( $\eta$ )	Coefficient de scellement ( $\psi$ )
Aciers en barres	Haute adhérence FeE400	AH	400	480	14‰	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (TS) TL520 ( $\Phi < 6\text{mm}$ )	TS	550	550	8‰	1.3	1

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers

### A. Module de déformation longitudinal :

Sa valeur est constante quelque soit la nuance de l'acier  $E_s = 200000$  MPa

### B. Contraintes limites :

#### • Contrainte limite ultime :

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante :

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

$f_e$  : Limite d'élasticité garantie. C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité tel que :  $\begin{cases} \gamma_s = 1.5 \mapsto \text{situation courante} \\ \gamma_s = 1.15 \mapsto \text{situation accidentelle} \end{cases}$

$$\bar{\sigma}_{st} = 384 \text{ MPa pour les HA.}$$

- **Contrainte limite de service:**

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et selon l'appréciation de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

- **Fissurations peu nuisibles :**

Cas des armatures intérieures ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation) :  $\bar{\sigma}_{st} = f_e$

- **Fissurations préjudiciables :**

Cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 10 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right\}$$

- **Fissurations très préjudiciables :**

Dans ce cas là, on note :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right\}$$

$\eta$ : coefficient de fissuration.

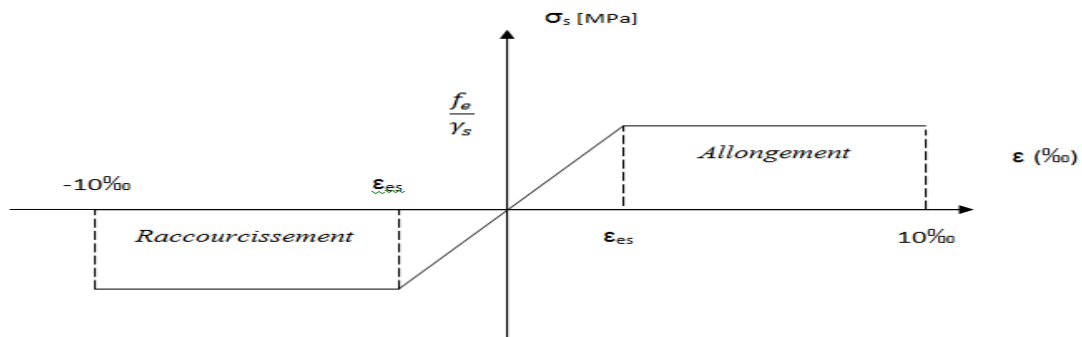
$\eta=1.6$  pour les adhérence (HA) de diamètre  $\geq 6\text{mm}$ .

$\eta= 1.3$  pour les HA < 6mm

$\eta=1.0$  pour les aciers ronds lisses.

### C. Diagramme contraintes déformations de l'acier : (Art A.2.2 ,2/ BAEL91) :

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utilisons le diagramme simplifié suivant :



**Fig1.3 : Diagramme contraintes déformations de l'acier**

### D. Protection des armatures (Art A 7.1/ BAEL91) :

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

- $C \geq 5 \text{ cm}$ , pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives ;
- $C \geq 3 \text{ cm}$ , pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations) ;
- $C \geq 1 \text{ cm}$ , pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux condensations

# Chapitre II:

## Prédimensionnement des éléments



### II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement consiste à des estimations des dimensions des différents éléments de la structure avant l'étude du projet.

Ces éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le Pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

### II.2. Planchers en corps creux plus dalle de compression :

Les planchers de notre projet sont constitués d'une dalle de compression et de corps creux reposant sur les poutrelles préfabriquées, disposées suivant la plus petite portée.

Le dimensionnement du plancher en corps creux est donné par  $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$

$L_{\max}$  : portée libre de la plus longue travée.

$h_t$  : hauteur totale du plancher

le RPA exige  $\min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$  en zone IIa on prend  $\min = 30 \text{ cm}$

$$L_{\max} = 400 - 30 = 370 \text{ cm}$$

Par suite :

$$h_t \geq \frac{370}{22.5} = 16.44 \text{ cm}$$

Ainsi, on opte pour un plancher de  $h_t = 20 \text{ cm}$  ; soit un plancher de (16+4) qui sera valable pour tous les étages :

Avec : Épaisseur du corps creux : 16 cm

Épaisseur de la dalle de compression 4 cm.

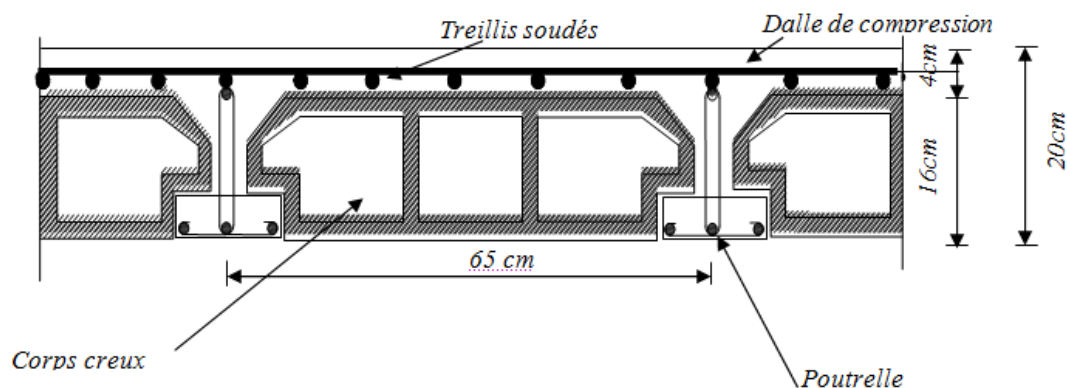


Fig. II.1 : Coupe verticale du plancher

### II.3. Plancher à dalle plein :

Dans le cas de notre bâtiment nous avons des dalles pleines reposant sur trois appuis « le palier intermédiaire des escaliers », et d'autre reposants sur quatre « dalle de la salle machine » et aussi les balcons qui sont encastrée à une extrémité.

### II.4. Poutres :

Ce sont des éléments en béton armée collée sur place leur rôle est l'acheminement des charges et des surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles)

Suivant le **B.A.E.L.91** modifiée **99** les poutres seront pré dimensionner par la condition de la flèche elles sont vérifiées par le **R.P.A 99** version **2003(Art 7-5-1)**

- Largeur  $b \geq 20\text{cm}$
- Hauteur  $h \geq 30\text{cm}$
- Le rapport  $h/b \leq 4$
- Largeur max  $b_{\max} \leq 1.5 h+b$
- La hauteur  $h$  de la poutre est donnée par :

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

**L** : portée maximum entre nus.

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

**b** : largeur de la poutre,

#### II.4.1.Poutres principales :

Ce sont les poutres porteuses, disposées perpendiculairement aux poutrelles.

La hauteur de la poutre est : on a  $L_{\max} = 425 - 30 = 395$

$$\frac{395}{15} \leq h \leq \frac{395}{10} \Rightarrow 26.33\text{cm} \leq h \leq 39.5 \quad \text{Soit } h = 35 \text{ cm}$$

La largeur de la poutre :

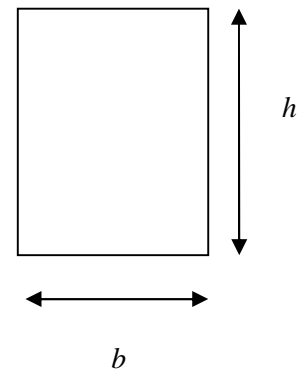
$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm} \quad \text{Soit } b = 30 \text{ cm}$$

La section des poutres principales est :  $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

#### II.4.2. Poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles. Elle assure le chaînage

$$L = 400 - 30 = 370\text{cm}$$



$$\frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \Rightarrow 224.67 \text{ cm} \leq h \leq 37.0 \text{ cm} \quad \text{Soit } h = 35 \text{ cm}$$

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm} \quad \text{Soit } b = 30 \text{ cm}$$

**Vérification des conditions exigées par le RPA :**

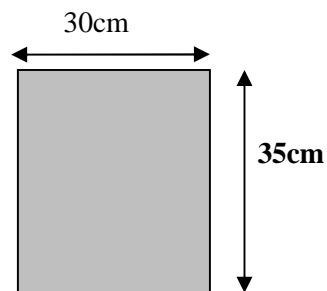
Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	35 cm	35 cm	<b>OK</b>
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	30 cm	<b>OK</b>
$h/b \leq 4$	1.16	1.16	<b>OK</b>

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

**Conclusion :**

Poutres principales (30x35) cm<sup>2</sup>.

Poutres secondaires (30x35) cm<sup>2</sup>.



**Figure. II. 2. Dimensionnement de la poutre**

## **II.5. Poteaux :**

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

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

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'état limite de service en compression simple, selon la combinaison, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal  $N$ , on calculera la déformation de charge sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de charge

La section de poteau est donnée par la formule suivante :

$$A = \frac{N_s}{\sigma_{bc}} \quad \text{avec : } (N_s = G + Q)$$

$N_s$  : effort normal repris par le poteau,

$G$  : charge permanente,

$Q$  : surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

## Chapitre II..... Pré dimensionnement des éléments

A : section du poteau considéré

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ en MPa, à 28 jours } \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Selon (RPA 99, A7.4.1) les dimensions de la section transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Min (b, h)  $\geq$  25cm.....en zone I et II a

Min (b, h)  $\geq$  30cm.....en zone III et II b

Min (b, h)  $\geq h_e/20$ ..... $h_e$  est la hauteur libre entre étages

$$\frac{1}{4} \leq b/h \leq 4$$

### Remarque :

L'effort normale  $N_s$  sera déterminé à partir de la décente des charge. En aura donc à déterminer d'abord les charges et les surcharges des différents niveaux de bâtiment

#### II.5.1. Descente de charge :

##### 1. Surface d'influence :

Calcul de la surface du plancher revenant aux poteaux le plus sollicité

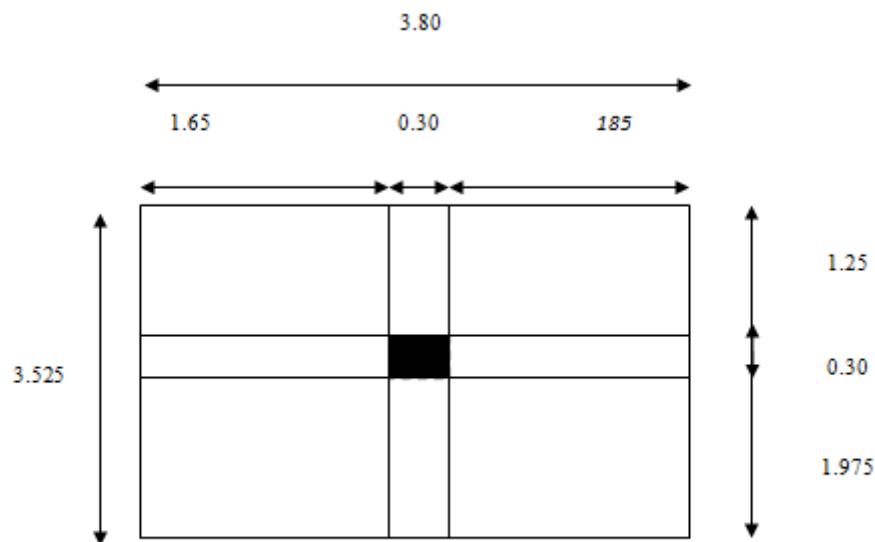


Figure II.3 surface d'influence de poteau le plus sollicité

$$S_{\text{brute}} = 3.525 \times 3.8 = 13.39 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{nette}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_{\text{nette}} = (1.975 \times 1.65) + (1.975 \times 1.85) + (1.25 \times 1.85) + (1.25 \times 1.65) = 11.287 \text{ m}^2$$

## II.6. Détermination des charges et surcharges:

### A. Charges permanentes :

#### ❖ Les Planchers :

Nous possédons deux types de plancher

#### • Plancher terrasse :

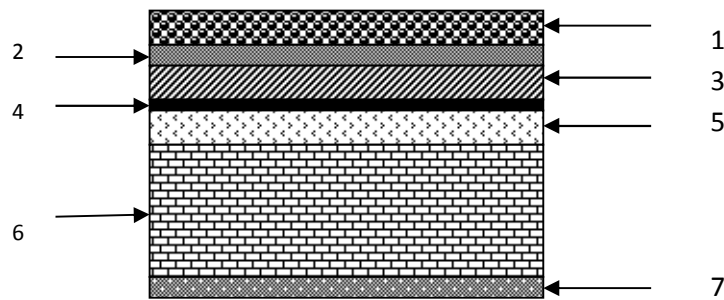


Figure II.4 coupe verticale d'un plancher terrasse

N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho(\text{kN/m}^3)$	G (kN/m <sup>2</sup> )
1	Protection lourde	0.05	20.00	1.00
2	Etanchéité multi couche	0.02	06.00	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22.00	1.54
4	Feuille de polyane (par vapeur)	0.04	00.25	0.01
5	Isolation thermique en liège	0.04	04.00	0.16
6	Plancher en corps creux	16+4	14.00	2.80
7	Enduit de plâtre	0.02	10.00	0.20
Charge permanente totale $G_t$				5.83

Tableau II.2 charges permanentes du plancher terrasse.



- Plancher d'étage courant :

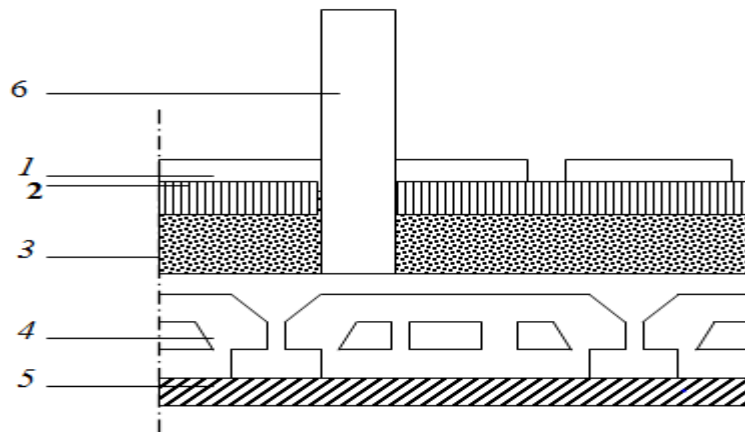


Figure II.5 coupe verticale d'un plancher d'étage

N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.03	20	0.60
3	Couche de sable	0.03	22	0.66
4	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieures en brique creuse	0.10	09	0.90
Charge permanente totale Gt				5.56

Tableau II.3 charges permanentes du plancher d'étage

❖ Maçonnerie :

Il ya deux types de mur, mur extérieur, mur intérieur

- Murs extérieur :

En double cloisons (avec brique creuse) d'épaisseur égal 30cm

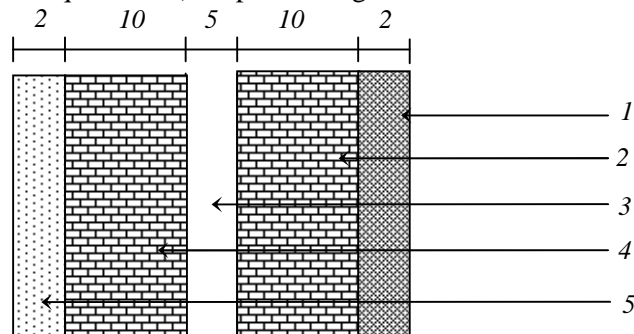


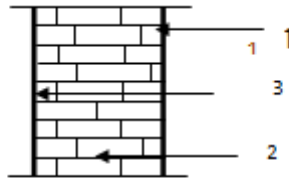
Fig. II-6 : Coupe verticale d'un mur extérieur

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique $\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Lame d'air	0.05	0	0
4	Brique creuse	0.10	9	0.90
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
G total				2.36

Tableau II.4 charges permanent des mures extérieur

- Mur intérieur :

Ils sont constitués de brique Creus de 10cm et un enduit plâtre des deux faces



Figures II.7 : coupe verticale d'un mur intérieur

N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale Gt				1.30

Tableau II.5 charges permanent des mures intérieur

### B. Les charges d'exploitation :

De la même manière que pour les charges permanentes-nous déterminons les surcharges d'exploitations relatives aux différents éléments déjà données

Éléments	Surcharge (kN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher à usage habitation	1.5
Plancher à usage commerciale	3.5
Plancher à usage bureau	2.5
Balcons	3.5
Escaliers	2.5

**Tableau II.6 : surcharges d'exploitation des différents éléments**

### II.7. La descente de charge :

Elle est effectuée pour les poteaux les plus sollicités, dans notre cas c'est le poteau E6

#### A. Calcul de l'aire de plancher revenant au poteau le plus sollicité :

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

$$S = (1.975 \times 1.65) + (1.975 \times 1.85) + (1.25 \times 1.85) + (1.25 \times 1.65) = 11.287 \text{ m}^2$$

#### B. Les charges permanentes revenant à chaque plancher

- **Plancher terrasse :**

$$P_{pt} = G_t \times S = 5.83 \times 11.287 = 65.80 \text{ KN}$$

- **Plancher d'étage:**

$$P_{pe} = G_e \times S = 5.56 \times 11.287 = 62.75 \text{ KN}$$

#### C. Calcul de poids propres des poutres :

- **Poutres principales : (35x30) :**

$$P_{pp} = 0.35 \times 0.30 \times (1.65 + 1.85) \times 25 = 9.187 \text{ KN}$$

- **Poutres secondaires : (35x30) :**

$$P_{ps} = 0.35 \times 0.30 \times (1.25 + 1.975) \times 25 = 8.466 \text{ KN}$$

**D .Poids propre des poteaux : (30x30) :**

- 1<sup>ère</sup> A 10<sup>ème</sup> étage :  $P_{pe}=0.3 \times 0.3 \times 2.86 \times 25=6.435$  KN
- RDC :  $P_{prdc}=0.3 \times 0.3 \times 4.22 \times 25=9.495$  KN

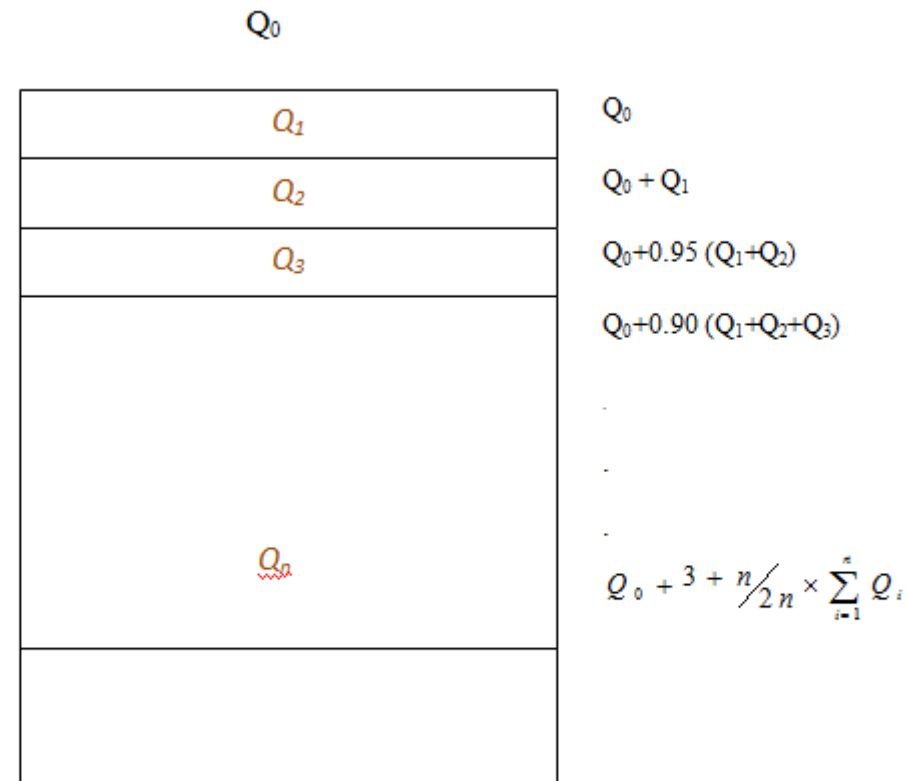
**E. surcharges d'exploitation:**

$$S_{brute}=3.525 \times 3.8=13.39 \text{ m}^2$$

- Plancher terrasse :  $Q_0=1 \times 13.39=13.39$  KN
- Plancher 3<sup>ème</sup> a 10<sup>ème</sup> étage :  $Q_1=Q_2=\dots=Q_7=1.5 \times 13.39=20.085$  KN
- Plancher de 2eme étage :  $Q_8=2.5 \times 13.39=33.475$  KN
- Plancher de 1<sup>ère</sup> étage et RDC :  $Q_9=Q_{10}=3.5 \times 13.39=46.865$  KN

**F. loi de dégression des surcharges :**

Les règles de BAEL nous imposant d'appliquer le dégression des surcharges d'exploitation



**Figure II. 8 : loi de dégression des surcharges d'exploitation**

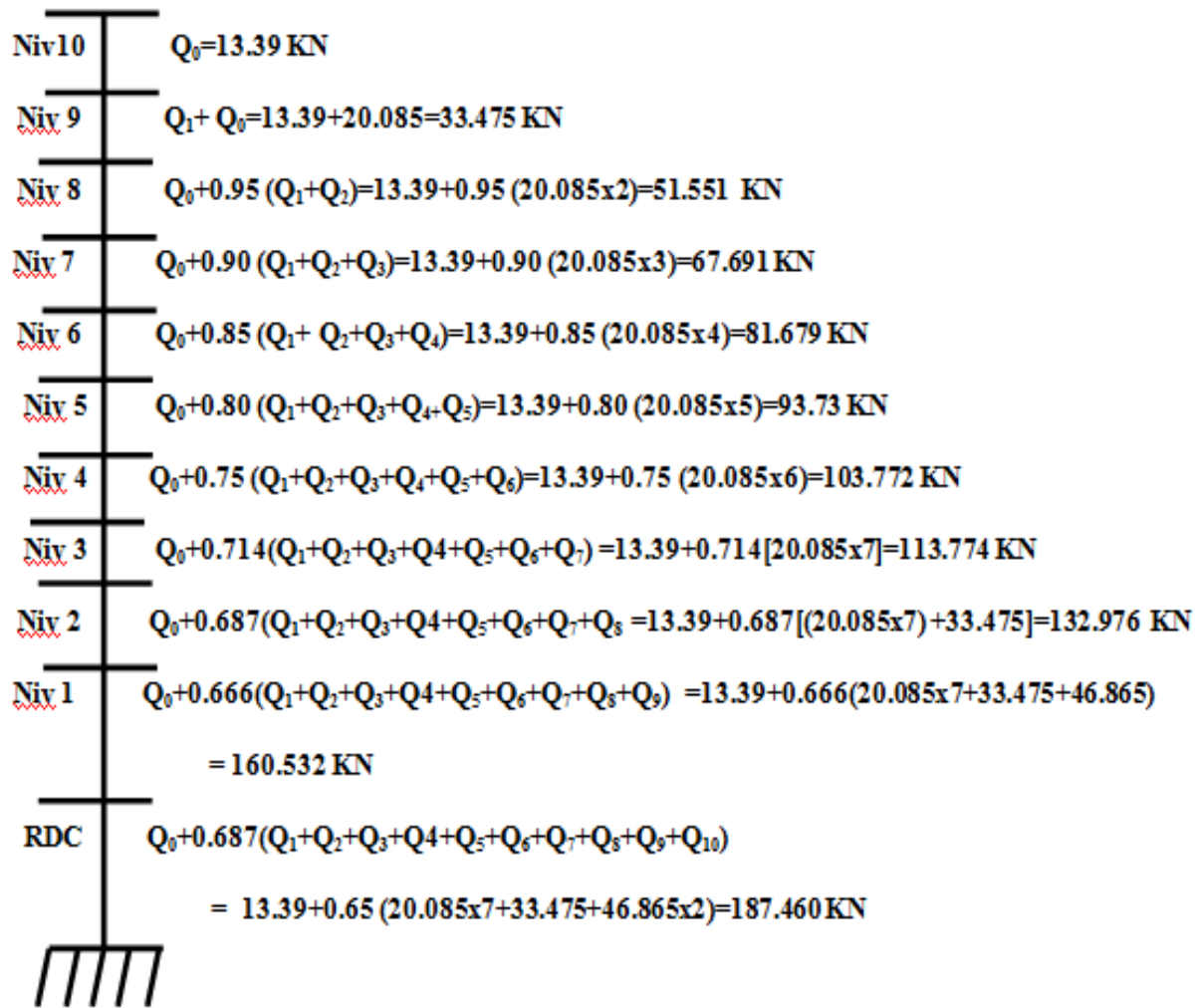


Figure. II.9. Schéma statique de la descente de charge.



## Chapitre II..... Pré dimensionnement des éléments

NIVEAU	Charges permanentes [kN]					Surcharges d'exploitation [kN]		Efforts normaux $N=G_e+Q_e$ [kN]	Section du poteau [cm <sup>2</sup> ]	
	Poids des pl.435anc hers	Poids des poutres	Poids des poteaux	$G_{totale}$	$G_{cumulée}$	$Q_i$	$Q_c$		Section trouvée $S \geq N_s/\sigma_{bc}$	Section adoptée (bxh)
10	65.8	17.653	6.435	89.888	89.888	13.39	13.39	103.278	68.852	35×35
9	62.75	17.653	6.435	86.838	176.73	33.475	46.865	223.595	149.063	35×35
8	62.75	17.653	6.435	86.838	263.56	51.551	98.416	361.976	241.317	35×35
7	62.75	17.653	6.435	86.838	350.4	67.691	166.107	516.507	344.338	35×35
6	62.75	17.653	6.435	86.838	437.24	81.679	247.786	685.026	456.684	40×40
5	62.75	17.653	6.435	86.838	524.08	93.73	341.516	865.596	577.064	40×40
4	62.75	17.653	6.435	86.838	610.92	103.772	445.288	1056.208	704.138	40×40
3	62.75	17.653	6.435	86.838	697.75	113.774	559.062	1256.812	837.874	45×45
2	62.75	17.653	6.435	86.838	784.59	132.976	692.038	1376.62	984.417	45×45
1	62.75	17.653	6.435	86.838	871.43	160.532	852.570	1422.96	1149.330	45×45
RDC	62.75	17.653	9.495	89.888	961.32	187.460	1040.03	1767.2	1334.229	50×50

**Tableau II.7 : Tableau récapitulatif des calculs relatifs chaque niveau et de la détermination de la section des poteaux**

### Remarque :

D'après les dégâts constatés lors du séisme du 21 Mai 2003 à BOUMERDES, il est recommandé de concevoir des poteaux forts et des poutres faibles afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau. Ceci nous a conduit à augmenter la section de nos poteaux (pour éviter la rotule plastique) afin de respecter la recommandation de RPA.

### ➤ D'où les sections adoptées sont :

RDC	⇒	(50 × 50) cm <sup>2</sup>
Niveau 1, 2, 3	⇒	(45 × 45) cm <sup>2</sup>
Niveau 4, 5, 6	⇒	(40 × 40) cm <sup>2</sup>
Niveau 7, 8, 9, 10	⇒	(35 × 35) cm <sup>2</sup>

La descente de charge ne tient pas en compte l'effet du séisme donc on a majoré les sections des poteaux.

### G. Vérification des conditions du RPA (article 7.4.1) :

Les conditions exigées par le RPA, liées à la zone IIa sont données par les formules suivantes :

1.  $\text{Min}(b,h) \geq 25\text{cm}$
2.  $\text{Min}(b,h) \geq \frac{he}{20}$
3.  $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$

Pour les poteaux (35x35):

- 1)  $\text{Min}(35,35) = 35 \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.
- 2)  $He/20 = 286/20 = 14.3 \text{ cm} < 35 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.
- 3)  $\frac{1}{4} < b/h < 4 = 0.25 < 1 < 4 \dots\dots\dots$  Condition vérifiée.

**Pour les poteaux 40x40 :**

- 1)  $\text{Min}(40,40) = 40 \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée
- 2)  $He/20 = 286/20 = 14,3 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée
- 3)  $\frac{1}{4} < b/h < 4 = 0.25 < 1 < 4 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

**Pour les poteaux 45x45 :**

- 1)  $\text{Min}(45,45) = 45 \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots$  Condition vérifiée
- 2)  $He/20 = 286/20 = 14,3 \text{ cm} \dots\dots\dots$  Condition vérifiée
- 3)  $\frac{1}{4} < b/h < 4 = 0.25 < 1 < 4 \dots\dots\dots$  Condition vérifiée

**Pour les poteaux 50x50 :**

- 1)  $\text{Min}(50,50) = 50 \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots$  Condition vérifiée
- 2)  $He/20 = 286/20 = 14,3 \text{ cm} \dots\dots\dots$  Condition vérifiée
- 3)  $\frac{1}{4} < b/h < 4 = 0.25 < 1 < 4 \dots\dots\dots$  Condition vérifiée

### Conclusion :

Le coffrage des poteaux est conforme aux exigences de RPA

### H. Vérification de l'effort normal réduit (ART 7.4.3.1) :

Outre les vérifications prescrites par le R.P.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

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

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

$F_{c28}$  : la résistance caractéristique du béton.

- Pour les poteaux (35x35) :

$$\frac{516,507}{35 \times 35 \times 2.5} = 0,168 \leq 0.3 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- Pour les poteaux (40x40) :

$$\frac{1056.21}{40 \times 40 \times 2.5} = 0,264 \leq 0.3 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- Pour les poteaux (45x45) :

$$\frac{1422.96}{45 \times 45 \times 2.5} = 0,28 \leq 0.3 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- Pour les poteaux (50x50) :

$$\frac{1767,72}{50 \times 50 \times 2.5} = 0,280 \leq 0.3 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

## I. Vérification des poteaux au flambement : (Art B.8.4.1 /BAEL 91 modifiée 99)

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.

L'élancement  $\lambda$  des poteaux :  $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$

$L_f$  : Longueur de flambement ( $L_f = 0.7L_0$ ) (poteau encasturé à la base et articulé)

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

$L_0$  : hauteur libre de poteau

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

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

$$\text{D'où : } \lambda = \frac{L_f}{\frac{\sqrt{I_{yy}}}{S}} = \frac{0,7 L_0}{\frac{\sqrt{b^2}}{12}} = 0,7 L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

-poteau d'étage 7,8 : (35×35) cm<sup>2</sup>,  $L_0 = 2.86$  m  $\Rightarrow \lambda = 19.89 < 35 \Rightarrow$  vérifiée

-Poteaux d'étage 5,6 : (40×40) cm<sup>2</sup>,  $L_0 = 2.86$  m  $\Rightarrow \lambda = 17.34 < 35 \Rightarrow$  vérifiée

-Poteau d'étage 3,4 : (45 × 45) cm<sup>2</sup>,  $L_0 = 2.86$  m  $\Rightarrow \lambda = 15.41 < 35 \Rightarrow$  vérifiée

-Poteau d'étage 1,2 : (50 × 50) cm<sup>2</sup>,  $L_0 = 4.22$  m  $\Rightarrow \lambda = 20.47 < 35 \Rightarrow$  vérifiée

### Conclusion :

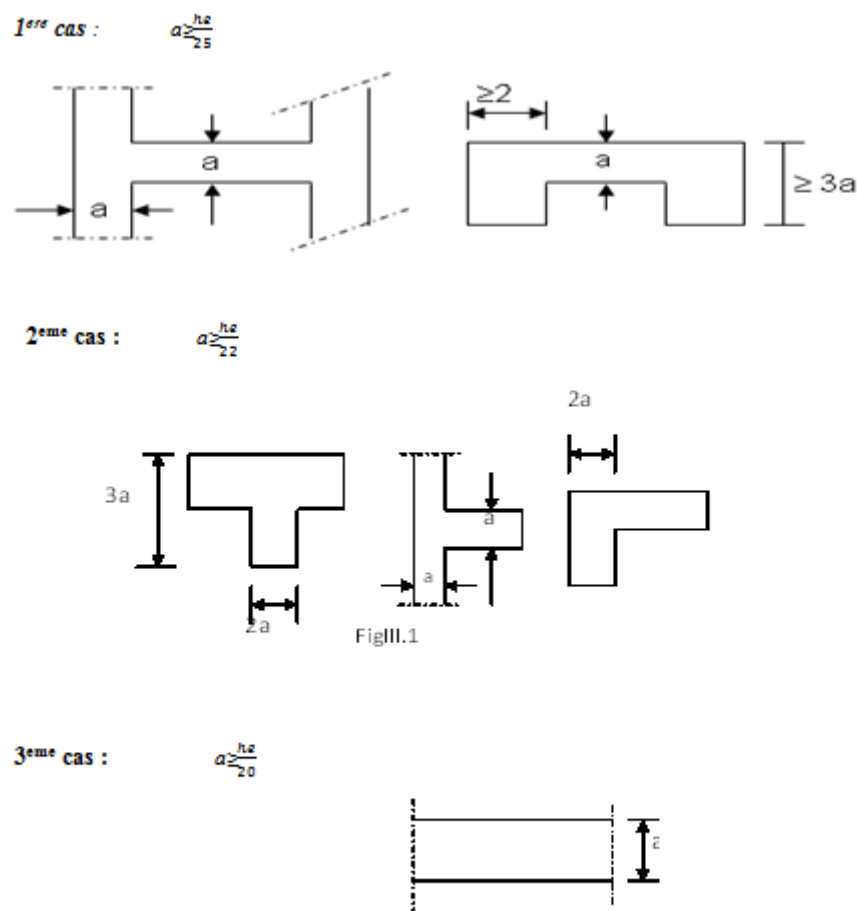
La condition étant vérifiée, tous les poteaux de l'ossature sont prémunis contre le flambement.

### II.8. Voile :

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

Le pré dimensionnement se fera conformément à l'article 7.7.1 [RPA2003].

L'épaisseur ( $e$ ) du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et de la rigidité aux extrémités avec une épaisseur minimale de 15 cm. Dans notre structure, on a : dispose de deux formes de voiles.



**Figure : II.10. Coupes de voiles en plan**

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités avec une épaisseur minimale de 15 cm.

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

- **Pour RDC :**

He = 422 cm      tel que : he : hauteur d'étage

Nous aurons donc :  $a \geq \frac{he}{20} = \frac{422}{20} = 21.1 \text{ cm}$

On opte pour des voiles d'épaisseur :  $a = 25 \text{ cm}$

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

Dans notre cas  $l_{\min} = 280 \text{ cm} > 4a = 100 \text{ cm} \rightarrow$  condition vérifiée

- **Autres étages**

he = hauteur d'étage = 286 cm

Nous aurons donc :  $a \geq \frac{he}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}$

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

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

Dans notre cas  $l_{\min} = 280 \text{ cm} > 4a = 80 \text{ cm} \rightarrow$  Condition vérifiée

### Conclusion:

Le pré dimensionnement des éléments à consister en l'estimation des différentes sections des éléments à adopter conformément aux règlements, ainsi au terme de ce chapitre, les sections adoptées sont les suivantes :

- Poutres principales (30x35) cm<sup>2</sup>.
- Poutres secondaires (30x35) cm<sup>2</sup>.

- Poteaux intermédiaires :

RDC  $\Rightarrow (50 \times 50) \text{ cm}^2$

Niveau 1 ,2 et 3  $\Rightarrow (45 \times 45) \text{ cm}^2$

Niveau 4, 5 et 6  $\Rightarrow (40 \times 40) \text{ cm}^2$

Niveau 7, 8, 9 et 10  $\Rightarrow (35 \times 35) \text{ cm}^2$

# Chapitre III :

## calcul des éléments

### Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- . Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directs.
- . Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Les éléments secondaires à calculer dans ce chapitre sont : les planchers, les escaliers, la poutre palier, l'acrotère, et porte à faux.

## III.1. Escaliers

### III.1.1 Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, qui permettent de passer d'un niveau à un autre.

Notre structure comporte un escalier a deux volées. Il est constitué d'un paillasse, palier de repos et un palier d'étage courant.

Les paillasses sont assimilées dans le calcul a des poutres isostatiques.

### III.1.2. Terminologie :

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la Figure suivante :

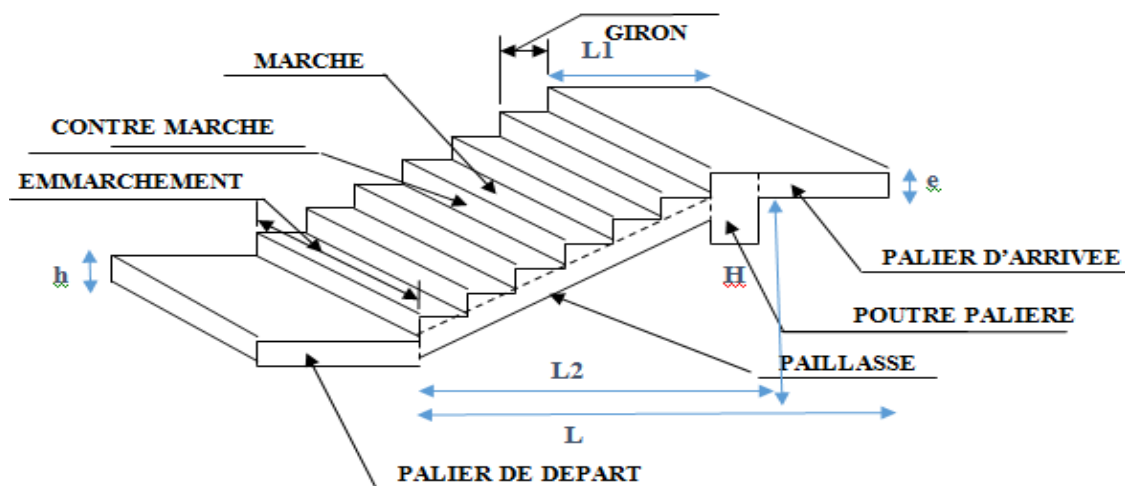


Figure : III.1.1 .Schéma statique de l'escalier

### III.1.3. Caractéristique dimensionnel :

- La marche : est la surface plane sur laquelle se pose le pied. Sa forme est rectangulaire ou arrondie.
- La contre marche : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur  $h$  est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- Le giron  $g$  : est la distance en plan. mesure sur la ligne de foulée séparant deux contremarches successives.
- La volée : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers, sa longueur projetée est  $l_m$ .

### Chapitre III..... Calcul des éléments

- La paillasse d'épaisseur  $e_p$  : est la dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- L'embranchement : représente la largeur de la marche.
- La ligne de foulée : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en générale, a 0.65 m de collet,  $E \geq 1m$ .
- Un palier : es une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou a chaque étage

#### III.1.4. Dimensions des escaliers :

##### A. Pré dimensionnement de l'escalier de l'étage courant :

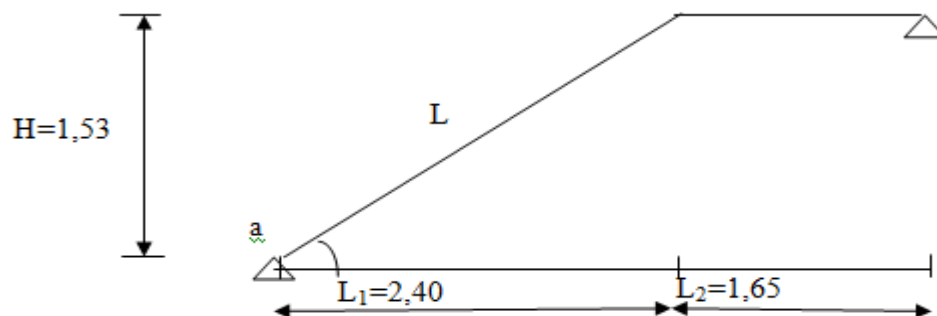


Figure. III.1.2. Schéma statique

La limite inférieure 0.59 correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure 0.66 correspond, à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette s'il y a nécessité.  $4cm \leq h \leq 7cm$  et  $28cm \leq g \leq 36cm$

**h** : est le plus courant varie de 14 à 20 (17 en moyenne)

**g** : est le plus courant varie de 22 à 33 (26 en moyenne).

##### A.1. Nombre de contre marches :

On opte pour une hauteur de marche  $h = 17\text{ cm}$  et  $H = 1.53m$

-Étage courant et RDC:  $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$  contre marches.

##### A.2. Nombre de marches :

-Étage courant :  $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$  marches.

##### A.3. Emmarchement :

$$E = 1.25m.$$

Pour les dimensions des marches ( $g$ ) et contre marches ( $h$ ) on utilise généralement la formule de BLONDEL

Qui est la suivante :  $59\text{ cm} \leq g + 2h \leq 64\text{ cm}$

Pour  $h=17\text{ cm}$  on aura  $25\text{ cm} \leq g \leq 30\text{ cm}$

Donc on prend  $g=30\text{ cm}$



### Chapitre III..... Calcul des éléments

#### A.4. Vérification de la loi de BLONDEL :

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

$$59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

#### B. Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur les deux cotés et dont l'épaisseur doit vérifier

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

L: longueur de la paillasse et de palier

$$L_1 = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

$$\text{On a: } \tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,566 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{l_2}{L} \Rightarrow L = \frac{l_2}{\cos \alpha} = \frac{240}{0,870} = 275,85 \text{ cm}$$

$$L = L_2 + 165 = 275,85 + 165 = 440,85 \text{ cm}$$

$$\frac{440,85}{30} \leq e_p \leq \frac{440,85}{20} \Rightarrow 14,695 \text{ cm} \leq e_p \leq 22,043 \text{ cm}$$

On adopte pour  $e_p = 15 [\text{cm}]$ .

#### C. Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour un 1m linéaire et une bande de 1m de projection horizontal considérant la paillasse comme une poutre semi encastrée aux endroits des deux paliers vu que les contraintes développées par l'effort normal et par l'effort tranchant sont très faibles

##### C.1. Charge permanente :

###### • Palier :

$$\text{Poids propre: } 25 \times 0,15 \times 1 = 3,75 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Revêtement (mortier + carrelage + lit de sable): } \frac{(0,60 + 0,40 + 0,66) \times 1}{G_1} = 1,66 \text{ KN/ml}$$
$$G_1 = 5,41 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids du mur : } 1,30 \times 1 = 1,30 \text{ KM/ml}$$

## Chapitre III..... Calcul des éléments

### • Paillasse :

Poids de paillasse:  $G_p = \frac{25 \times 0,15 \times 1}{\cos \alpha} = 4,44 \text{ KN / ml.}$

Poids propre des marches :  $G_m = \frac{25 \times 0,17 \times 1}{2} = 2,125 \text{ KN / ml}$

Poids de revêtement :

Carrelage (2cm) :  $20 \times 0,02 \times 1 = 0,40 \text{ KN / ml.}$

Mortier de pose :  $= 0,40 \text{ KN / ml}$

Garde de corps :  $= 0,40 \text{ KN / ml}$

Lit de sable :  $22 \times 0,02 \times 1 = 0,20 \text{ KN / ml}$

---


$$= 8,00 \text{ KN / ml}$$

### C.2. Charge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnés par le **DTR B.C.2.2** est :

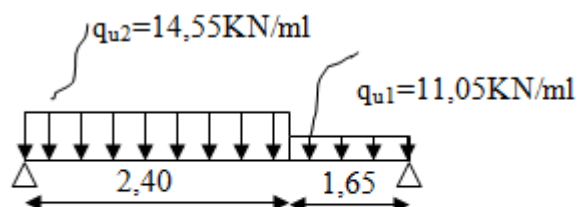
$$Q = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ KN / ml}$$

- Palier :  $Q_1 = 2,5 \text{ KN / ml.}$
- Paillasse :  $Q_2 = 2,5 \text{ KN / ml.}$

### C.3. combinaison de charge et surcharges :

➤ **L'état limite ultime (ELU) :**  $1,35G + 1,5Q.$

- Palier :  $q_{u1} = 1,35 \times 5,41 + 1,5 \times 2,5 = 11,05 \text{ KN / ml.}$
- Paillasse :  $q_{u2} = 1,35 \times 8,00 + 1,5 \times 2,5 = 14,55 \text{ KN / ml.}$
- **Mur :**  $q_{u3} = 1,35 \times 1,3 = 1,75 \text{ KN / ml}$

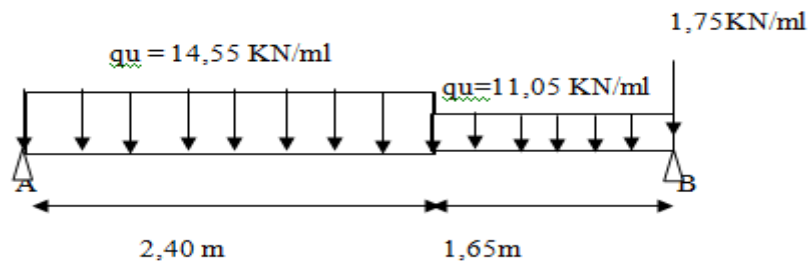


**Figure : III.1.3. Schéma statique de calcul**

➤ **L'état limite de service (ELS) :**  $(G+Q)$

- Palier :  $q_{s1} = G + Q = 5,41 + 2,5 = 7,91 \text{ KN / ml.}$
- Paillasse :  $q_{s2} = G + Q = 8,00 + 2,5 = 10,50 \text{ KN / ml.}$
- Mur :  $q_{um} = 1 \times 1,3 = 1,3 \text{ KN / ml}$

**C.4. Calcul des efforts internes a l'ELU :**



**Figure : III.1.4. schéma statique de calcul**

**A. Réaction d'appuis :**

$$\sum F = 0$$

$$R_A + R_B = 2,40 \times 14,55 + 1,65 \times 11,05 + 1,75 = 54,90 \text{ KN}$$

$$\sum M = 0$$

$$R_B \times 4,05 - 11,05 \times 1,65 \left( \frac{1,65}{2} + 2,40 \right) - 14,55 \times 2,40 \left( \frac{2,40}{2} \right) - 1,75 (2,40 + 1,65) = 0$$

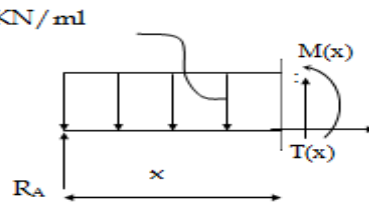
$$R_B = 26,61 \text{ KN}$$

$$R_A = 28,29 \text{ KN}$$

**B. Efforts tranchants et moment fléchissant :**

• **Efforts tranchants**

1<sup>ère</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$  :



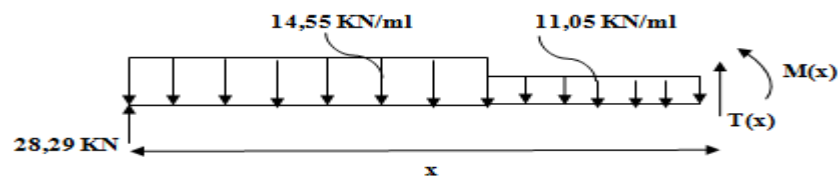
$$T(x) + 28,29 - 14,55x = 0$$

$$T(x) = 14,55x - 28,29$$

Pour  $x = 0$   $\Rightarrow T(0) = -28,29 \text{ KN}$

$x = 2,40 \text{ m}$   $\Rightarrow T(2,40) = 6,63 \text{ KN}$

2<sup>ème</sup> tronçon :  $2,04 \text{ m} \leq x \leq 4,05 \text{ m}$



$$T(x) + 28,29 - 14,55 (2,40) - 11,05 (x - 2,40) = 0$$

$$T(x) = 14,55 (2,40) + 11,05 (x - 2,40) - 28,29$$

Pour  $x = 2,40 \text{ m}$   $\Rightarrow T(2,40) = 6,63 \text{ KN}$

$x = 4,05 \text{ m}$   $\Rightarrow T(4,05) = 24,86 \text{ KN}$

**Le moment fléchissant :**

- **Le 1<sup>ère</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2,40$  m :**

$$M(x) - 28,29x + 14,55x \frac{x}{2} = 0$$

$$M(x) = 28,29x - 14,55 \frac{x^2}{2}$$

Pour  $x = 0 \quad \Rightarrow \quad M(0) = 0 \text{ KN.m}$

Pour  $x = 2,40 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad M(2,40) = 25,99 \text{ KN.m}$

Le moment max :  $x = 1,94 \text{ m} \quad M(1,94) = 27,50 \text{ KN.m}$

- **Le 2<sup>ème</sup> tronçon :  $2,40 \text{ m} \leq x \leq 4,05$  m :**

$$M(x) - 28,29x + 14,55(2,40)\left[x - \frac{2,40}{2}\right] + \frac{11,05}{2}(x - 2,40)^2 = 0$$

$$M(x) = 28,29x - 14,55(2,40)\left[x - \frac{2,40}{2}\right] - \frac{11,05}{2}(x - 2,40)^2$$

Pour  $x = 0 \quad \Rightarrow \quad M(0) = 0 \text{ KN.m}$

Pour  $x = 2,40 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad M(2,40) = 25,99 \text{ KN.m}$

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction pour le moment.

$M_u^{\max}$  au niveau des appuis et en travée de 0,3 et 0,85 respectivement

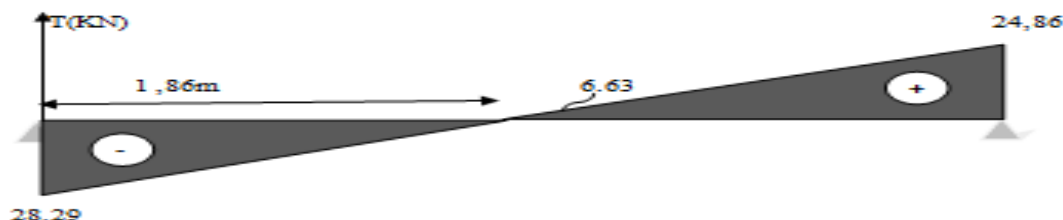
En appui (A) :  $M_{ua} = -0,3 M_u^{\max} = -0,3 (27,50) = -8,25 \text{ KN.m}$

En travée :  $M_{ut} = 0,85 M_u^{\max} = 0,85 (27,50) = 23,37 \text{ KN.m}$

En appui (B) :  $M_{ub} = -0,3 M_u^{\max} = -0,3(27,50) = -8,25 \text{ KN.m}$

**5. Diagramme des efforts internes a l'ELU :**

**A. Diagramme des efforts tranchants :**



**B. Diagramme du moment fléchissant :**



**C. Diagramme corrigé des moments fléchissant :**



Fig.III.1. 5. Diagramme des efforts internes à l'ELU

## Chapitre III..... Calcul des éléments

### III.1.5. Ferrailage:

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur

#### A. Armatures longitudinales :

- En appui :

$$M_{uapp} = 8,25 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{be}} = \frac{8,25 \times 10^6}{1000 \times (130)^2 \times 14,2} = 0,034$$

$$\mu_b = 0,034 < \mu_l = 0,392 \implies \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires ( $A_{sup} = 0$ )

$$\mu_b = 0,034 \implies \beta = 0,983$$

$$A_{app} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8,25 \times 10^5}{0,983 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 1,85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on met 6HA10 avec un espacement de 24cm pour une travée de 1,25m

#### B. Armatures de répartition :

- Aux appuis :  $\frac{A_a}{4} \leq A_r$   
 $A_{\min} = 0,50 \text{ cm}^2 \implies \text{soit : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$

- En travée :  $\frac{A_t}{4} \leq A_r$   
 $A_{\min} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \implies \text{soit } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ Avec un espacement : } S_t = 25 \text{ cm}$

### III.1.6. Vérification à l'ELU :

#### A. condition de non fragilité :

$$A_{\text{adopte}} > A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_t}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

- En travée :  
 $A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} \implies \text{condition vérifiée}$

- Aux appuis :  
 $A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} \implies \text{condition vérifiée}$

**B. Vérification de la contrainte tangentielle : (art : A 5.2, 2/BAEL 91 modifiées 99)**

$$\tau = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$T_u$  = effort tranchant maximal

$$T_u = 28,29 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{28,29 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,218 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,44 \frac{\sqrt{f_y}}{\gamma_b} = 0,44 \times \frac{\sqrt{25}}{1,5} = 1,47 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,218 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,47 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc on n'a pas besoin d'armatures transversales

**C. Influence de l'effort tranchant sur le béton : (art A.5.1.3/BAEL. 9/ modifiée 99)**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 T_{max}}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{1}{\gamma_b} \times 0,8 \times 3,4 f_{c28}^{2/3}$$

$$T_{max} = 28,29 \text{ KN}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 T_{max}}{b_0 \times 0,9d} = \frac{2 \times 28,29 \times 10^3}{100 \times 0,9 \times 130} = 4,84 \text{ MPa}$$

$$\frac{1}{\gamma_b} \times 0,8 \times 3,4 f_{c28}^{2/3} = \frac{1}{1,5} \times 0,8 \times 25^{2/3} = 15,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 T_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{1}{\gamma_b} \times 0,8 \times 3,4 f_{c28}^{2/3} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

**D. Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

On doit vérifier que :

$$A \geq \frac{1,15}{f_e} \left[ T_{max} + \frac{M_a}{0,9d} \right]$$

$$A \geq \frac{1,15}{400 \times 10^3} \left[ 28,29 + \frac{8,25}{0,9 \times 0,13} \right] \times 10^3 = 2,84 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,14 \text{ cm}^2 > 2,84 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

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

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{uax}}{0,3d \sum u} \leq \bar{\tau}_{se}$$

### Chapitre III..... Calcul des éléments

$$\tau_{se} \leq \tau_{se}^- = \psi f_0 = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec :

$\Psi$  : 1,5 pour les aciers HA

$\sum u$  : Périmètre utile des aciers

$$\tau_{se} = \frac{T_{uax}}{0,3d \sum u} = \frac{28,29 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 12 \times 3,14 \times 5} = 1,28 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \tau_{se}^- \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### F. longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \cdot \tau_s^-}$$

Avec :

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

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

Les règles de **BAEL (Art A.6.1.253/BAEL 91 modifiée 99)** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale  $0,4 l_s$  pour les aciers HA.

$$L_a = 0,4l_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad L_a = 18 \text{ cm}$$

#### G. Espacement des barres :

##### • Armatures principales :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } e = 24 \text{ cm} \\ \text{Aux travées : } e = 24 \text{ cm} \end{array} \right\} e \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

##### • Armatures de répartition :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } e = 25 \text{ cm} \\ \text{Aux travées : } e = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} e \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

#### III.1.7. Calcul des efforts internes à l'ELS :

##### • Combinaison des charges à l'ELS :

Palier :  $q_s = G + Q = 5,41 + 2,5 = 7,91 \text{ KN/ml}$

Volée :  $q_s = G + Q = 8,00 + 2,5 = 10,50 \text{ KN/ml}$

Mur :  $q_s = 1 \times 1,30 = 1,30 \text{ KN/ml}$

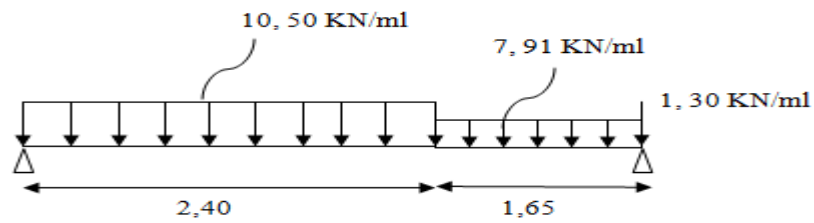
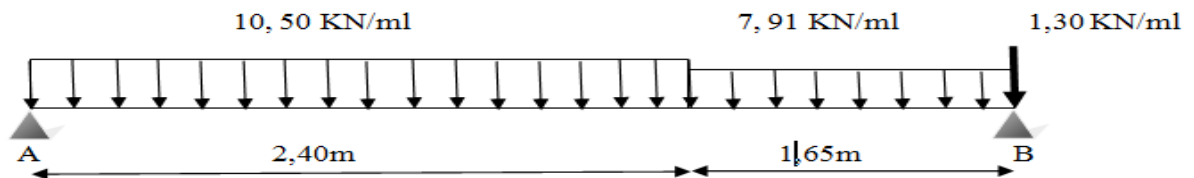


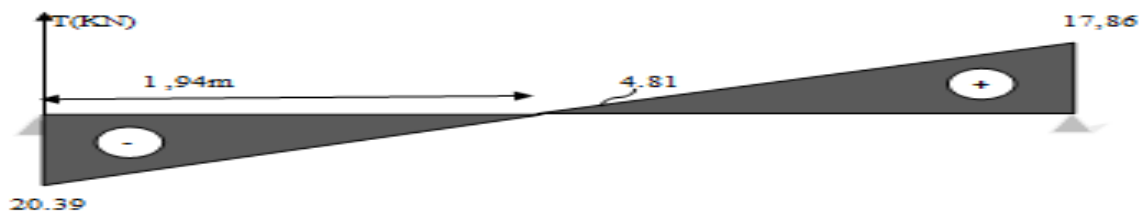
Fig. . III.1.6. Schéma statique de calcul

En suit les même étapes de calcul à l'ELU pour déterminée les efforts internes à l'ELS.  
On aura :

- Diagramme des efforts internes à l'ELS :



A. Diagramme des efforts tranchants :



B. Diagramme du moment fléchissant :



C. Diagramme corrigé des moments fléchissant :



Figure. : III.1.7. Diagramme des efforts internes à l'ELS



- **Vérification à l'ELS :**

**A. Etat limite de résistance de béton à la compression : (Art. A.4.5, 2/BAEL 91 modifié 99)**

La contrainte de compression est limitée à :

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

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier que :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

- **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241 \implies K = 0,020 \text{ et } \beta_1 = 0,921$$

Tel que :  $K = \alpha_1 / 15(1 - \alpha_1) \implies K = 1/K_1$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 d A_s} = \frac{5,94 \times 10^3}{0,9216 \times 13 \times 3,14} = 157,90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte dans le béton est :  $\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,020 \times 157,90 = 3,158 \text{ MPa}$

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

- **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,435 \Rightarrow K = 0,025 \text{ et } \beta_1 = 0,9085$$

Tel que :  $K = \alpha_1 / 15(1 - \alpha_1)$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{16,83 \times 10^3}{0,9085 \times 13 \times 5,65} = 252,21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton est :  $\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,025 \times 252,21 = 6,305 \text{ MPa}$

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

## B. Vérification de la flèche dans la paillasse :

Les règles (Art.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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} MPa \end{array} \right.$$

Avec h : hauteur totale (h=15 cm)

L : portée entre nus d'appuis (L = 4,05cm)

M<sub>t</sub> : moment max en travée (M<sub>t</sub> = 16,83KN/ml)

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

A : section des armatures

b : largeur de la section

d :hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{4,05} = 0,037 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition n'est pas vérifiée}$$

Donc le calcul de la flèche s'impose :

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4,05}{500} = 0,81 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s L^4}{E_v I} \leq \bar{f}$$

$\bar{f}$  : La flèche admissible ;

E<sub>v</sub> : module de déformation différée ;

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,865 MPa ;$$

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

$$V_1 : \text{position de l'axe neutre} \quad V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} ;$$

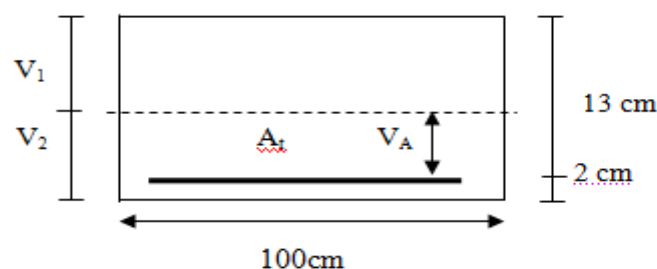


Figure III.1.8 Schéma de calcul des escaliers

### Chapitre III..... Calcul des éléments

Bo : aire de la section homogène.

$S_{xx}$  : moment statique par rapport à l'axe XX passant par la fibre extrême supérieur.

$A_t$  : section d'armatures tendues

$$B_o = b.h + 15A_t = 100 \times 15 + 15 \times 5,56 = 1583,4 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx'} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5,56 \times 13 = 12,33 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{12,33}{1583,4} = 7,79 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,79 = 7,21 \text{ cm}$$

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

I : moment d'inertie de la section homogénéisée calculé par rapport au centre de gravité de la section.

$$I = \frac{100}{3}(7,79^3 + 7,21^3) + 15 \times 5,56(7,21 - 2)^2 = 30514,97 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{bd} = \frac{5,56}{100 \times 13} = 0,000427 \longrightarrow \rho = 0,427$$

$\rho$ : Le rapport des aciers tendus à calcul de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures)

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_l d A_t} = \frac{16,83 \times 10^6}{0,9001 \times 130 \times 556} = 258,69 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b}{b})\rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + \frac{3 \times 100}{100})0,427} = 0,020$$

$$\mu = \max\left\{1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0\right\} = 0,991$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 30514,97}{1 + 0,020 \times 0,991} = 32914,11 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_{st} L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{16,83 \times 10^5 (405)^2}{10 \times 10818,86 \times 32914,11 \times 10^2} = 0,77 \text{ cm}$$

$$f = 7,7 \text{ mm} \leq \bar{f} = 8,10 \text{ mm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### Conclusion:

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

## III.2. La poutre palier

La poutre brisée est une poutre inclinée qui suit la forme de la deuxième volée, elle se calcule en flexion simple et en torsion.

La poutre palie est considérée encastrée à ses deux extrémités dans les poteaux c'est une poutre de section rectangulaire.

### III.2.1. Pré dimensionnement :

#### A. Hauteur :

La hauteur la poutre est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :

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

$h_t$  : hauteur de la poutre.

$$L_{max} = 280cm \Rightarrow \frac{280}{15} \leq h_t \leq \frac{280}{10} \quad \text{donc : } 18,66 \text{ cm} \leq h_t \leq 28cm$$

Compte tenu des exigences du RPA, on opte pour  $h_t = 35 \text{ cm}$

#### B .Largeur :

La largeur de la poutre palier est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad d'où : \quad 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA,

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad \Longrightarrow \quad \text{On opte pour } b = 30 \text{ cm} > 20\text{cm}$$

Donc la poutre palière a pour dimensions :

$$(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$$

### C. Vérifications relatives aux exigences du RPA : (Art 7.5.1 du RPA99/ version 2003)

- $b \geq 20 \text{ cm}$  .....  $30 \text{ cm} > 20\text{cm}$   $\Longrightarrow$  condition vérifiée
- $h \geq 30 \text{ cm}$  .....  $35 \text{ cm} > 0\text{cm}$   $\Longrightarrow$  condition vérifiée
- $\frac{h}{b} \leq 4$  .....  $35/30 = 1,17 < 4$   $\Longrightarrow$  condition vérifiée

**III.2.2- Détermination des charges et surcharge :**

❖ Poids propre de la poutre :  $G = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,625 \text{ KN} / mL$

❖ Effort tranchant à l'appui :

$$\text{ELU : } T_u = 24,86 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } T_s = 17,86 \text{ KN}$$

➤ **Combinaison de charges :**

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 G + \frac{2T_u}{L} = (1,35 \times 2,625) + \frac{(2 \times 24,86)}{2,80}$$

$$q_u = 21,30 \text{ KN} / mL$$

$$\text{ELS : } q_s = G + \frac{2T_s}{L} = 2,625 + \frac{(2 \times 17,86)}{2,80}$$

$$q_s = 15,38 \text{ KN} / mL$$

**III.2.3. Calcul des efforts à L'ELU :**

• **Moment isostatique :**

$$M_{o_u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{21,30 \times (2,80)^2}{8} = 20,87 \text{ KN.m}$$

• **Effort tranchant :**

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{21,30 \times 2,80}{2} = 29,82 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi-encastrement des appuis, les moments corrigés sont :

• En appuis :  $M_a = -0,3 M_u^{\max} = -0,3 \times 20,87 = -6,261 \text{ KN.m}$

• En travée :  $M_t = 0,85 M_u^{\max} = 0,85 \times 21,87 = 18,589 \text{ KN.m}$

III.2.4 Diagramme des sollicitation

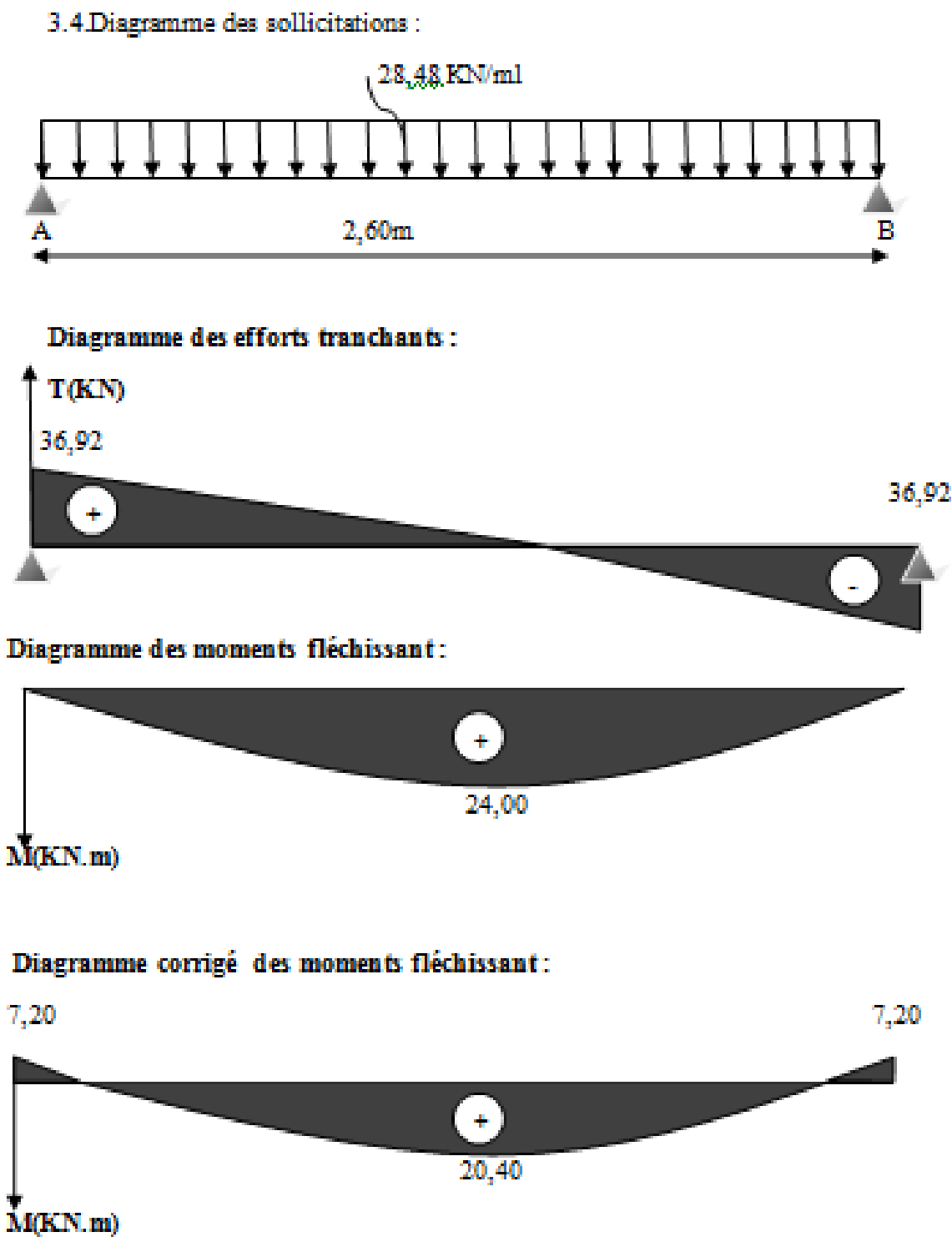


Fig.III.2.1. Diagramme des efforts internes à l'ELU

### III.2.5. Ferrailage à L'ELU :

#### 1 Calcul des armatures principales :

##### ➤ En travée :

$$\mu = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{18,589 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.040 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.04 \longrightarrow \beta = 0.980$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{20,87 \times 10^3}{0.980 \times 33 \times 348} = 1,85 \text{ cm}^2$$

Soit : une section de 3HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>.

##### ➤ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6,261 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.013 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.013 \longrightarrow \beta = 0.9935$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{5,75 \times 10^3}{0.99935 \times 33 \times 348} = 0.50 \text{ cm}^2$$

Soit : une section de 3HA10 = 2.35 cm<sup>2</sup>

- Le RPA99 (Art 7.5.2.1 du RPA99/version 2003) exige que :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute section.

$$3,39 + 2,35 = 5,74 \text{ cm}^2 > \frac{0,5 \times bh}{100} = \frac{0,5 \times 30 \times 35}{100} = 5,25 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit de 4% en zone courante

$$5,74 \text{ cm}^2 < \frac{4 \times bh}{100} = \frac{4 \times 30 \times 35}{100} = 42 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

### III.2.6. Vérification à L'ELU :

#### A. Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1, BAEL91)

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,19 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,19 \text{ cm}^2 \\ A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,19 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

**B- Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.2.2, BAEL91)**

$$T_u^{\max} = 29,82 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{29,82 \times 10^3}{30 \times 33 \times 10^2} = 0,30 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0,30 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**C. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis :**

(Art A6.1.3/BAEL91 modifiée 99)

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec :

$y = 1,5$  pour les aciers HA

$u$  : Périmètre utile des aciers

$$\text{Avec : } \sum U_i = n \times \pi \times \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{29,82 \times 10^3}{0,9 \times 33 \times 3 \times 3,14 \times 1 \times 10^2} = 1,066 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$\Rightarrow$  Pas de risque d'entraînement des barres.

**D. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL 91 Art A.5.1, 32)**

Influence sur les armatures inférieures :

$$A_u = \frac{T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}}{\frac{f_e}{1,15}} = \frac{29,82 \times 10^3 - \frac{6,261 \times 10^6}{0,9 \times 330}}{348} = 25,11 \text{ mm}^2 = 0,25 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2,35 \text{ cm}^2 \geq A_u = 0,25 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

• **Influence sur le béton :**

$$T_u^{\max} \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times 30 \times 33 \times \frac{25}{1,5} = 594 \text{ KN} \geq 32,17 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$



### Chapitre III..... Calcul des éléments

#### E. Ancrage des barres aux appuis (Art A.6.1.221/BAEL91/modifiée 99)

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{\sigma_s f_e}{4 \tau_s} = \frac{400}{4 \times 2,835} \phi = 35,27 \phi$$

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

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

$$L_s = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques, il est nécessaire d'adopter un crochet normal.

D'après le BAEL 91 longueur nécessaire pour les aciers HA est :

$$L_c = 0,4 L_s = 16 \text{ cm}$$

#### F. Diamètre des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales doit être tel que :

$$\phi \leq \min \left\{ \phi; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min \{12; 10; 30\} = 10 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8

Donc nous adoptons :  $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$  Exigence du (RPA Art 7.5.2.2)

#### G. calcul des espacements des barres transversales : (Art A.5.1.232/BAEL91)

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t}{b S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,14 f_{cj}^{1/2})}{0,9 f_e}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0,9 f_e}{b \times \gamma_s (\tau_u - 0,14 f_{cj}^{1/2})} \quad \text{NB : } \tau_u \leq 0,14 f_{cj}^{1/2}$$

Le béton parvient à lui seul à reprendre les efforts de traction ou du cisaillement, cependant nous allons adopter les armatures transversales avec un espacement déterminé à partir des règlements.

##### • Espacement max des armatures transversales : (Art A.5.1.22/BAEL91)

$$S_{\max} \leq \min\{0,9d; 40\text{cm}\}$$

$$S_{\max} \leq \min\{29,7; 40\text{cm}\} = 29,7 \text{ cm}$$

##### • Selon RPA version 2003 (Art 7.5.2.2)

En zone nodale :

$$A_t \geq 0,003 \times S \times b \quad \Longrightarrow \quad S \leq \frac{A_t}{b \times 0,003} = \frac{2,01}{0,003 \times 30} = 22,33 \text{ cm}$$

### Chapitre III..... Calcul des éléments

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 14\phi \right\} = \min \{8,75 \text{ cm} ; 9,6 \text{ cm}\} = 8,75 \text{ cm}$$

$$S_t = 8 \text{ cm}$$

**En zone courante (travée) :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

#### III.2.7. Calcul à l'ELS :

Les mêmes étapes de calcul qu'à l'ELU donc on aura :

##### A. Calcul du moment et l'effort :

$$q_s = 15,38 \text{ KN/mL}$$

- **Moment isostatique :**

$$M_s = M_s^{\max} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{15,38 \times (2,8)^2}{8} = 15,07 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{15,38 \times 2,8}{2} = 21,53 \text{ KN}$$

En considérant l'effet des partiels encastresments, les moments corrigés sont :

$$\text{En appuis : } M_{sa} = -0,3M_s^{\max} = -0,3 \times 15,07 = -4,52 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_{st} = 0,85M_s^{\max} = 0,85 \times 15,07 = 12,81 \text{ KN.m}$$

### III.2.8. Diagramme des sollicitations :

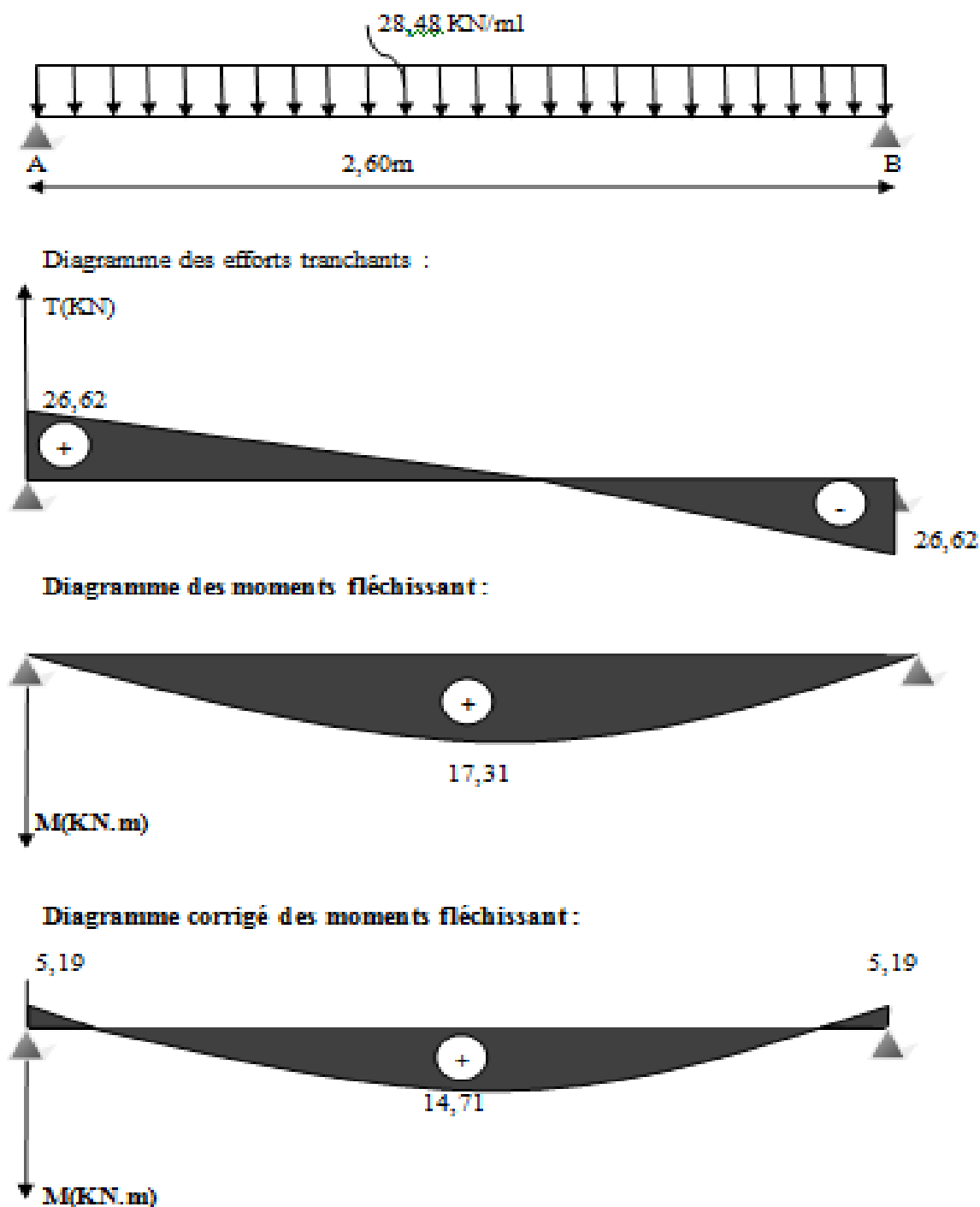


Figure .III.2.2. Diagramme des efforts internes à l'ELU

### III.2.9. Vérification à l'ELS :

#### A. Vérification de la flèche :

Les règles (Art.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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Avec h : hauteur totale (30 cm)

L : portée entre nus d'appuis (L = 280 cm) ;

M<sub>t</sub> : moment max en travée .

M<sub>0</sub> : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

b : largeur de la section ;

d : hauteur utile de la section droite.

$$\diamond \frac{h}{\ell} = \frac{35}{250} = 0,13 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\diamond \frac{h}{\ell} = 0,13 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{0,85M_0}{10 \times M_0} = 0,085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\diamond \frac{A_t}{b \times d} = \frac{3,39}{30 \times 33} = 0,0034 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiées}$$

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

#### B. Etat limite d'ouverture des fissures : (Art B.6.3 /BAEL91/modifiée 99)

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

#### C. Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Avec :  $\sigma_{bc} = K \times \sigma_s$  ;  $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$

### Chapitre III..... Calcul des éléments

- **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2,35}{30 \times 33} = 0,237$$

$$\rho_1 = 0,237 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,922 \\ K = 0,02 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_a \times d} = \frac{4,52 \times 10^3}{0,922 \times 33 \times 2,35} = 63,22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,02 \times 63,22 = 1,26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,26 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{30 \times 33} = 0,342 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,909 \\ K = 0,025 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times A_t \times d} = \frac{12,81 \times 10^3}{0,909 \times 33 \times 3,39} = 125,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,025 \times 125,97 = 0,43 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### **Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

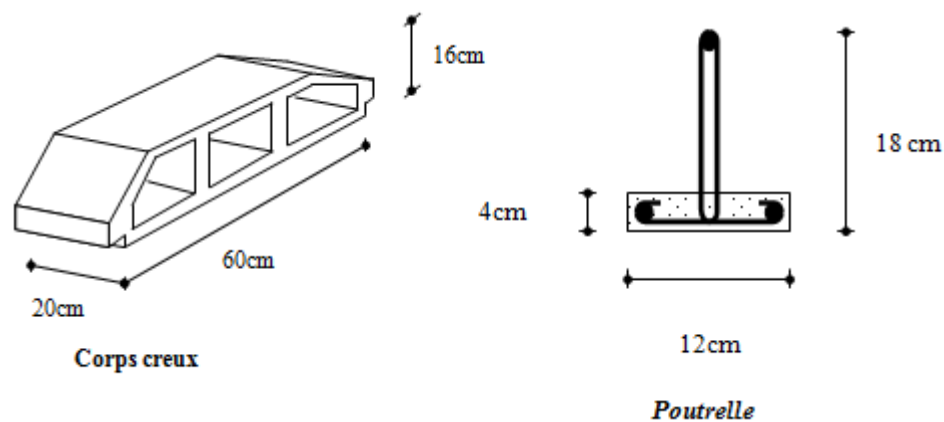
### III.3.LES PLANCHERS

#### Induction :

La structure comporte des planchers en corps creux, dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens longitudinal et sur lesquelles repose le corps creux.

Dans notre cas, on fera l'étude pour quatre types de planchers qui diffèrent de leurs charge d'exploitation (habitation, commerce, service et dernier étage):

Les poutrelles sont de sections en T, distantes de 65 cm entre axes .Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu, sa dimension est de 16 cm.



La dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée avec un treillis soudé de nuance TL520, ayant pour but de :

- 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 BAEL 91.

- 20 cm pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

#### III.3.1 Calcul des armatures :

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2$$

l : distance entre axes des poutrelles l = 65 cm

Avec un espacement St = 20 cm

On adoptera pour  $A_{\perp}$  : 5T4=0,63 cm<sup>2</sup>

• **Armatures parallèles aux poutrelles :**

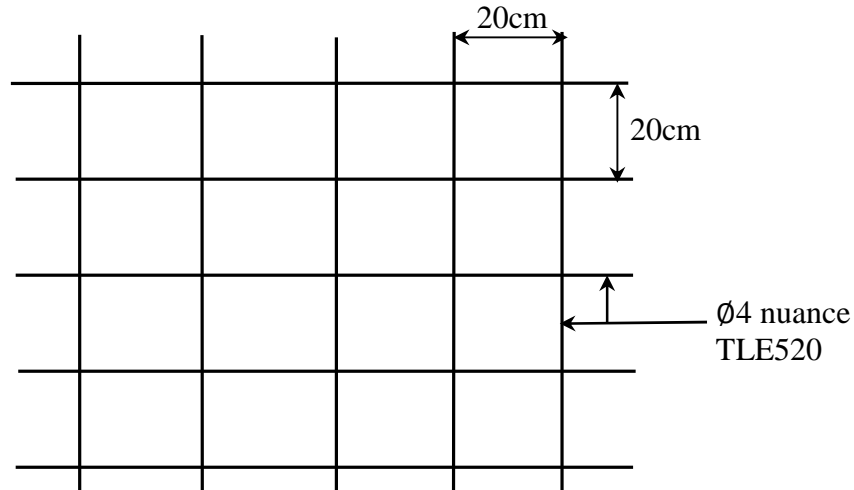
$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0,63 / 2 = 0,315 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec un espacement de  $St = 20 \text{ cm}$

On adoptera pour  $A_{//}$ : 5T4=0,63 cm<sup>2</sup>

**Conclusion :**

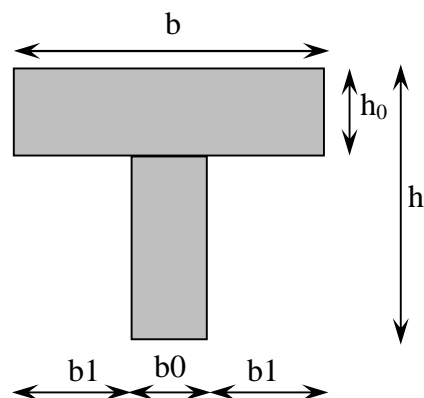
On adoptera donc un treillis soudé (TLE520) de (4x4x200x200) mm<sup>4</sup>.



**Figure III.3.1. Treillis soudé de (20×20) cm<sup>2</sup>.**

**III.3.2. Dimensionnement de la section en Te :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 16 + 4 = 20 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \\ c = 2 \text{ cm} \\ d = 18 \text{ cm} \end{array} \right.$$



**Figure III.3.2. Dimensionnement de la section en Té**

### Chapitre III..... Calcul des éléments

Les règles (BAEL) précisent que la largeur de la table de compression ( $b_1$ ) à prendre en compte dans chaque coté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

- 1)  $b_1 \leq \frac{L_0}{2}$
- 2)  $b_1 \leq \frac{L}{10}$
- 3)  $b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{L}{2}$
- 4)  $b_1 \leq \frac{2L}{40} + (\frac{2}{3} \times \frac{L}{2})$

Avec :

$L_0$  : Distance entre 2 paramètres voisins de deux poutrelles.

$L$  : Longueur de la plus grande travée.

$x$  : Distance de la section considérée à l'axe de l'appui le plus proche.

$b_0$  : Largeur de la nervure.

$h_0$  : Epaisseur de la dalle de compression.

Application :

$$1) \quad b_1 \leq \frac{65-12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$2) \quad b_1 \leq \frac{390}{10} = 39 \text{ cm}$$

$$3) \quad b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{390}{2} = 130 \text{ cm}$$

$$4) \quad b_1 \leq \frac{2 \times 390}{40} + (\frac{2}{3} \times \frac{390}{2}) = 149,5 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min(1, 2, 3, 4) \Rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$\text{D'où} \quad b = 2b_1 + b_0 = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

#### III.3.3. Calcul des poutrelles :

$a$  : largeur du plancher repris par la poutrelle.

Le calcul des poutrelles se fait généralement par deux étapes.

##### a. Après le coulage de dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encastrée partiellement à ses extrémités. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.

- Poids propre du plancher étage courant :  $G = 5,45 \times 0,65 = 3,54 \text{ KN/ml}$

- Poids propre du plancher étage de service :  $G = 5,45 \times 0,65 = 3,54 \text{ KN/ml}$

- Poids propre du plancher étage commerce :  $G = 6,04 \times 0,65 = 3,92 \text{ KN/ml}$

- Poids propre du plancher dernier étage :  $G = 6,04 \times 0,65 = 3,92 \text{ KN/ml}$

- Surcharge d'exploitation : usage d'habitation :  $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,98 \text{ KN/ml}$

Usage de commerce :  $Q = 3,5 \times 0,65 = 2,28 \text{ KN/ml}$

Usage de service :  $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,63 \text{ KN/ml}$

Dernier étage :  $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$



➤ **Combinaison d'action :**

**1<sup>em</sup> type (usage d'habitation) :**

**A l'ELU :**  $q_u = 1.35G + 1.5Q$

$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3,54 + 1.5 \times 0,98 = 6,25 \text{ KN/ml}$

**A l'ELS :**  $q_s = G + Q$

$q_s = G + Q = 3,54 + 0,98 = 4,52 \text{ KN/ml}$

**2<sup>em</sup> type (usage commercial) :**

**A l'ELU :**  $p_u = 1.35G + 1.5Q$

$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3,92 + 1.5 \times 2,28 = 8,71 \text{ KN/ml}$

**A l'ELS :**  $P_s = G + Q$

$q_s = G + Q = 3,92 + 2,28 = 6,2 \text{ KN/ml}$

**3<sup>em</sup> type (usage de service) :**

**A l'ELU :**  $p_u = 1.35G + 1.5Q$

$p_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3,54 + 1.5 \times 1,63 = 7,22 \text{ KN/ml}$

**A l'ELS :**  $q_s = G + Q$

$q_s = G + Q = 3,54 + 1,63 = 5,17 \text{ KN/ml}$

**4<sup>em</sup> type (dernier étage) :**

**A l'ELU :**  $p_u = 1.35G + 1.5Q$

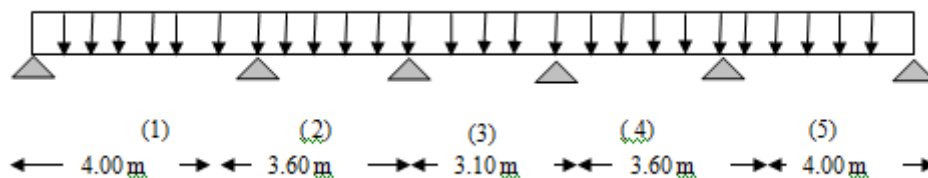
$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3,92 + 1.5 \times 0,65 = 6,26 \text{ KN/ml}$

**A l'ELS :**  $q_s = G + Q$

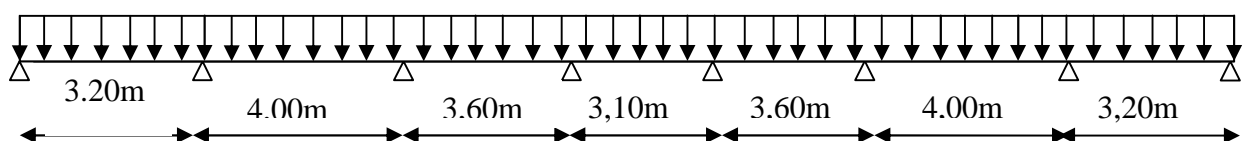
$q_s = G + Q = 3,92 + 0,65 = 4,57 \text{ KN/ml}$

➤ **Schéma statique des poutrelles :**

✓ **Poutre continue a Cinq travées :**



✓ **Poutre continue à sept travées :**



### III.3.4. Choix de la méthode de calcul :

➤ **Méthode forfaitaire :**

Condition d'application : (B.6.2, 210 BAEL91)

- 1) La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à  $5\text{kN/m}^2$ .

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

$$Q = 2,5 \text{ kN/m}^2 < 2G = 10,68 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- 2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées considérées.  $\Rightarrow$  *Condition vérifiée*

- 3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \Rightarrow 0,8 \leq \frac{3,20}{4,00} = 0,8 \leq 1,25 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\Rightarrow 0,8 \leq \frac{4,00}{3,60} = 1,11 \leq 1,25 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\Rightarrow 0,8 \leq \frac{3,60}{3,10} = 1,16 \leq 1,25 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\Rightarrow 0,8 \leq \frac{3,10}{3,60} = 0,86 \leq 1,25 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\Rightarrow 0,8 \leq \frac{3,60}{4,00} = 0,9 \leq 1,25 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\Rightarrow 0,8 \leq \frac{4,00}{3,20} = 1,25 \leq 1,25 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- 4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ses revêtements.

### Conclusion :

La méthode forfaitaire est applicable dans le calcul de nos poutrelles.

➤ **Principe de la méthode : (BAEL91 modifié 99 J.P mouglin art 3III4)**

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment  $M_0$  dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

### Chapitre III..... Calcul des éléments

#### ➤ Exposé de la méthode :

Le rapport ( $\alpha$ ) des charges l'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitations, en valeurs non pondérées est :  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

$M_0$  la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison  $M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8}$  dont L est la longueur entre nus des appuis.

$M_w$  : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.

$M_e$  : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite.

$M_t$  : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

- $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \{ 1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0 \}$
- $M_t \geq \left( \frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0$  dans une travée intermédiaire.
- $M_t \geq \left( \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0$  dans une travée de rive.

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- 0,6  $M_0$  pour une poutre à deux travées.
- 0,5  $M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- 0,4  $M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Sur les appuis de rive, il faut considérer des aciers équilibrant un moment de  $M_a = 0,3 M_0$ .

#### ➤ Application de la méthode :

##### A. Étage a usage commercial à sept travées :

A l'ELU :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) = [(1,35 \times 3,92) + (1,5 \times 2,28)].$$

$$\Rightarrow q_u = 8,71 \text{ KN/ml}$$

##### • Calcul du rapport des charges $\alpha$ :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2,28}{2,28+3,92} = 0,37$$

##### • Calcul des moments statiques :

$$M_{01} = M_{07} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{8,71 \times (3,20)^2}{8} = 11,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = M_{06} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{8,71 \times (4,00)^2}{8} = 17,42 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = M_{05} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{8,71 \times (3,60)^2}{8} = 14,11 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{8,71 \times (3,10)^2}{8} = 10,46 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des moments fléchissant sur appuis :**

$$M_A = M_h = 0,3 M_{01} = 5,23 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_g = 0,5 M_{01} = 8,71 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_D = M_E = M_F = 0,4 M_{03} = 6,97 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des moments fléchissant en travées :**

**a. Etude de la travée AB (de rive) :**

$$1) \quad M_{tAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 \text{ avec } (1 + 0,3\alpha) = 1,11 > 1,05 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_{tAB} \geq - \left( \frac{5,23 + 8,71}{2} \right) + (1,11 \times 11,15) = 5,41 \text{ KN.m}$$

$$2) \quad M_{tAB} \geq \left( \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 = \left( \frac{1,2 + (0,3 \times 0,37)}{2} \right) \times 11,15 = 7,31 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend } M_{tAB} = 7,31 \text{ KN.m}$$

**b. Etude de la travée BC :**

$$1) \quad M_{tBC} \geq - \left( \frac{6,97 + 8,71}{2} \right) + (1,11 \times 17,42) = 11,5 \text{ KN.m}$$

$$2) \quad M_{tBC} \geq \left( \frac{1 + (0,3 \times 0,37)}{2} \right) \times 17,42 = 9,68 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend } M_{tBC} = 11,5 \text{ KN.m}$$

**c. Etude des travées CD :**

$$1) \quad M_{tCD} \geq - \left( \frac{6,97 + 6,97}{2} \right) + (1,11 \times 14,11) = 8,69 \text{ KN.m}$$

$$2) \quad M_{tCD} \geq \left( \frac{1 + (0,3 \times 0,37)}{2} \right) \times 14,11 = 7,84 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend } M_{tCD} = 8,69 \text{ KN.m}$$

**d. Etude des travées DE :**

$$M_{tDE} \geq - \left( \frac{6,97 + 6,97}{2} \right) + (1,11 \times 10,46) = 4,64 \text{ KN.m}$$

$$M_{tDE} \geq \left( \frac{1 + (0,3 \times 0,37)}{2} \right) \times 10,46 = 5,81 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend } M_{tDE} = 5,81 \text{ KN.m}$$

**e. Etude des travées EF :**

$$M_{tEF} \geq - \left( \frac{6,97 + 6,97}{2} \right) + (1,11 \times 14,11) = 8,69 \text{ KN.m}$$

$$M_{tEF} \geq \left( \frac{1 + (0,3 \times 0,37)}{2} \right) \times 14,11 = 7,84 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend } M_{tEF} = 8,69 \text{ KN.m}$$

**f. Etude des travées FG :**

$$M_{t_{FG}} \geq - \left( \frac{6,97+8,71}{2} \right) + (1,11 \times 17,42) = 11,5 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{FG}} \geq \left( \frac{1+(0,3 \times 0,37)}{2} \right) \times 17,42 = 9,68 \text{ KN.m}$$

On prend  $M_{t_{FG}} = 11,5 \text{ KN.m}$

**g. Etude des travées GH :**

$$M_{t_{GH}} \geq - \left( \frac{5,23+8,71}{2} \right) + (1,11 \times 11,15) = 5,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{GH}} \geq \left( \frac{1,2+(0,3 \times 0,37)}{2} \right) \times 11,15 = 7,31 \text{ KN.m}$$

On prend  $M_{t_{FG}} = 7,31 \text{ KN.m}$

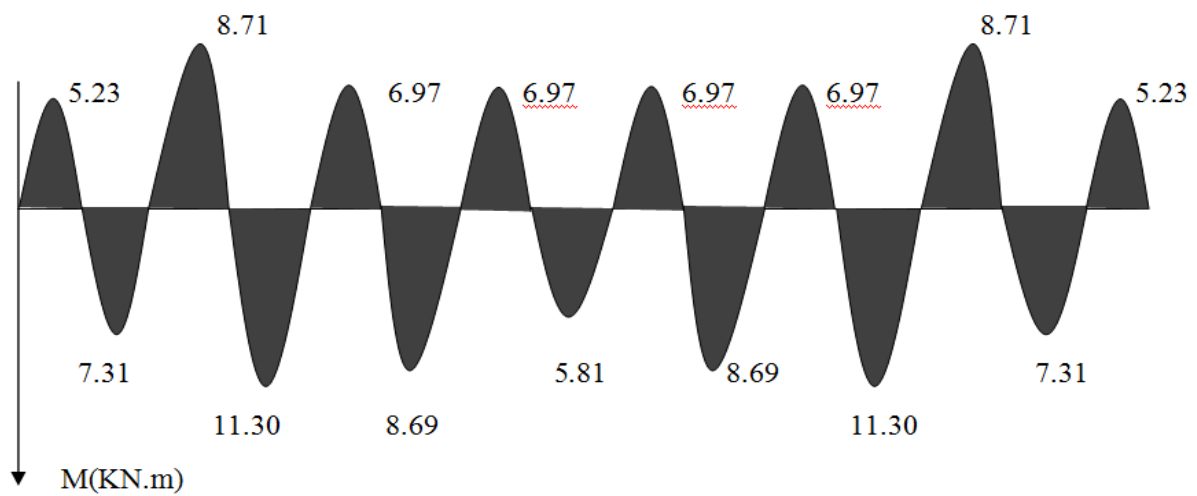


Figure. : III. 3.3. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU :

- Calcul des efforts tranchants

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

**• Travée AB :**

$$T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{8,71 \times 3,20}{2} + \frac{(-8,71) - (-5,23)}{3,20} = 12,85 \text{ KN}$$

$$T_B = - \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = - \frac{8,71 \times 3,20}{2} + \frac{(-8,71) - (-5,23)}{3,20} = -125,02 \text{ KN}$$

**• Travée BC :**

$$T_B = \frac{8,71 \times 4}{2} + \frac{(-6,97) - (-8,71)}{4} = 17,85 \text{ KN}$$

$$T_C = - \frac{8,71 \times 4}{2} + \frac{(-6,97) - (-8,71)}{4} = -16,98 \text{ KN}$$

• **Travée CD :**

$$T_C = \frac{8,71 \times 3,60}{2} + 0 = 15,68 \text{ KN}$$

$$T_D = -\frac{8,71 \times 3,60}{2} + 0 = -15,68 \text{ KN}$$

• **Travée DE :**

$$T_D = \frac{8,71 \times 3,10}{2} + 0 = 13,50 \text{ KN}$$

$$T_E = -\frac{8,71 \times 3,10}{2} + 0 = -13,50 \text{ KN}$$

• **Travée EF :**

$$T_E = \frac{8,71 \times 3,60}{2} + 0 = 15,68 \text{ KN}$$

$$T_F = -\frac{8,71 \times 3,6}{2} + 0 = -15,68 \text{ KN}$$

• **Travée FG :**

$$T_F = \frac{8,71 \times 4}{2} + \frac{(-8,71) - (-6,97)}{4} = 16,91 \text{ KN}$$

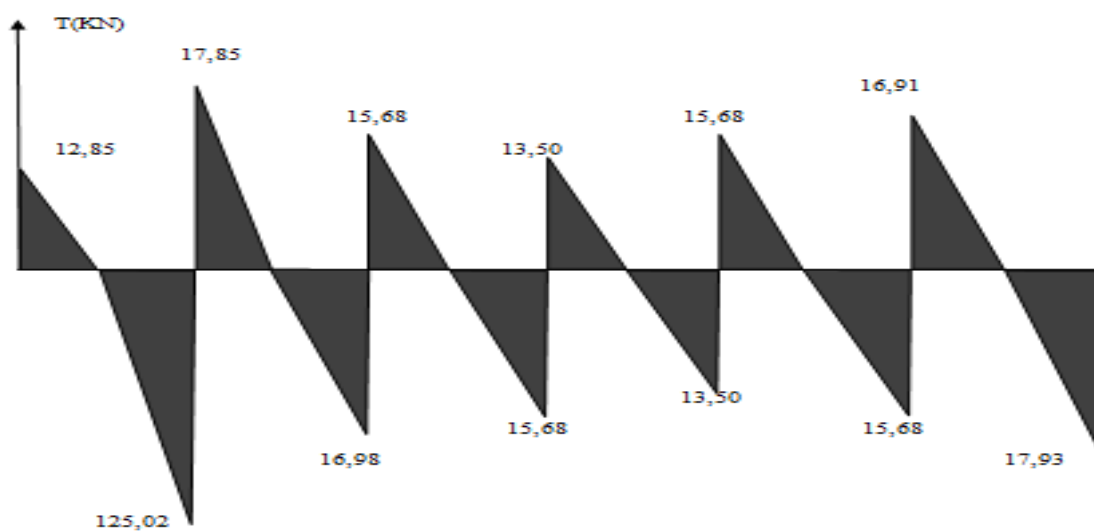
$$T_G = -\frac{8,71 \times 4}{2} + \frac{(-8,71) - (-6,97)}{4} = -17,93 \text{ KN}$$

• **Travée GH :**

$$T_G = \frac{8,71 \times 3,20}{2} + \frac{(-5,23) - (-8,71)}{3,20} = 15,02 \text{ KN}$$

$$T_H = -\frac{8,71 \times 3,20}{2} + \frac{(-5,23) - (-8,71)}{3,20} = -12,85 \text{ KN}$$

**Diagramme des efforts tranchants à l'ELU :**



**Figure. : III.3.4. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU :**

**B. Étage à usage commercial à cinq travées :**

**A l'ELU :**

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) = [(1,35 \times 3,92) + (1,5 \times 2,28)] \\ \Rightarrow q_u = 8,71 \text{ KN/ml}$$

• **Calcul du rapport des charges  $\alpha$  :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2,28}{2,28+3,92} = 0,37$$

• **Calcul des moments statiques :**

$$M_{01} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{8,71 \times (3,20)^2}{8} = 11,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{8,71 \times (4,00)^2}{8} = 17,42 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{8,71 \times (3,60)^2}{8} = 14,11 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des moments fléchissant sur appuis :**

$$M_A = M_D = 0,3 M_{01} = 5,23 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_C = 0,5 M_{01} = 8,71 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des moments fléchissant en travées :**

**Étude de la travée AB (de rive) :**

$$1) \quad M_{tAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 \text{ avec } (1 + 0,3\alpha) = 1,11 > 1,05 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_{tAB} \geq - \left( \frac{5,23 + 8,71}{2} \right) + (1,11 \times 11,15) = 5,41 \text{ KN.m}$$

$$2) \quad M_{tAB} \geq \left( \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 = \left( \frac{1,2 + (0,3 \times 0,37)}{2} \right) \times 11,15 = 7,31 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend } M_{tAB} = 7,31 \text{ KN.m}$$

**Étude de la travée BC :**

$$1) \quad M_{tBC} \geq - \left( \frac{6,97 + 8,71}{2} \right) + (1,11 \times 17,42) = 11,5 \text{ KN.m}$$

$$2) \quad M_{tBC} \geq \left( \frac{1 + (0,3 \times 0,37)}{2} \right) \times 17,42 = 9,68 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend } M_{tBC} = 11,5 \text{ KN.m}$$

**Étude des travées CD :**

$$1) \quad M_{tCD} \geq - \left( \frac{6,97 + 6,97}{2} \right) + (1,11 \times 14,11) = 8,69 \text{ KN.m}$$

$$2) \quad M_{tCD} \geq \left( \frac{1,2 + (0,3 \times 0,37)}{2} \right) \times 14,11 = 9,25 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend } M_{tCD} = 9,25 \text{ KN.m}$$

- Calcul des efforts tranchants

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

**Travée AB :**

$$T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{8,71 \times 3,20}{2} + \frac{(-8,71) - (-5,23)}{3,20} = 12,85 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -\frac{8,71 \times 3,20}{2} + \frac{(-8,71) - (-5,23)}{3,20} = -15,02 \text{ KN}$$

**Travée BC :**

$$T_B = \frac{8,71 \times 4}{2} = 17,42 \text{ KN}$$

$$T_C = -\frac{8,71 \times 4}{2} = -17,42 \text{ KN}$$

**Travée CD :**

$$T_C = \frac{8,71 \times 3,60}{2} + \frac{(-5,23) - (-8,71)}{3,6} = 16,65 \text{ KN}$$

$$T_D = -\frac{8,71 \times 3,60}{2} + \frac{(-5,23) - (-8,71)}{3,6} = -14,71 \text{ KN}$$

**C. Étage à usage commercial à trois travées :**

**A l'ELU :**

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) = [(1,35 \times 3,92) + (1,5 \times 2,28)]$$

$$q_u = 8,71 \text{ KN/ml}$$

- Calcul du rapport des charges  $\alpha$  :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2,28}{2,28+3,92} = 0,37$$

❖ **Calcul des efforts internes :**

- Calcul des moments statiques :

$$M_{01} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{8,71 \times (3,20)^2}{8} = 11,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{8,71 \times (4,00)^2}{8} = 17,42 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{8,71 \times (3,60)^2}{8} = 14,11 \text{ KN.m}$$



**Calcul des moments fléchissant sur appuis :**

$$M_A = M_D = 0,3 M_{01} = 5,23 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_C = 0,5 M_{01} = 8,71 \text{ KN.m}$$

**Calcul des moments fléchissant en travées :**

➤ **Étude de la travée AB (de rive) :**

$$1) M_{tAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 \text{ avec } (1 + 0,3\alpha) = 1,11 > 1,05 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_{tAB} \geq - \left( \frac{5,23 + 8,71}{2} \right) + (1,11 \times 11,15) = 5,41 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{tAB} \geq \left( \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 = \left( \frac{1,2 + (0,3 \times 0,37)}{2} \right) \times 11,15 = 7,31 \text{ KN.m}$$

On prend  $M_{tAB} = 7,31 \text{ KN.m}$

➤ **Étude de la travée BC :**

$$1) M_{tBC} \geq - \left( \frac{6,97 + 8,71}{2} \right) + (1,11 \times 17,42) = 11,5 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{tBC} \geq \left( \frac{1 + (0,3 \times 0,37)}{2} \right) \times 17,42 = 9,68 \text{ KN.m}$$

On prend  $M_{tBC} = 11,5 \text{ KN.m}$

➤ **Étude des travées CD :**

$$1) M_{tCD} \geq - \left( \frac{6,97 + 6,97}{2} \right) + (1,11 \times 14,11) = 8,69 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{tCD} \geq \left( \frac{1,2 + (0,3 \times 0,37)}{2} \right) \times 14,11 = 9,25 \text{ KN.m}$$

On prend  $M_{tCD} = 9,25 \text{ KN.m}$

**Calcul des efforts tranchants**

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

➤ **Travée AB :**

$$T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{8,71 \times 3,20}{2} + \frac{(-8,71) - (-5,23)}{3,20} = 12,85 \text{ KN}$$

$$T_B = - \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = - \frac{8,71 \times 3,20}{2} + \frac{(-8,71) - (-5,23)}{3,20} = -15,02 \text{ KN}$$

➤ **Travée BC:**

$$T_B = \frac{8,71 \times 4}{2} = 17,42 \text{ KN}$$

$$T_C = - \frac{8,71 \times 4}{2} = -17,42 \text{ KN}$$

➤ Travée CD:

$$T_C = \frac{8,71 \times 3,60}{2} + \frac{(-5,23) - (-8,71)}{3,6} = 16,65 \text{ KN}$$

$$T_D = -\frac{8,71 \times 3,60}{2} + \frac{(-5,23) - (-8,71)}{3,6} = -14,71 \text{ KN}$$

❖ Calcul des armatures :

A. Calcul de la poutrelle à l'ELU :

Le calcul se fait avec les moments max en travées et sur appuis.

➤ Etages commerciale :

- Diagramme des efforts tranchants et des moment fléchissant à l'ELS ::

Diagramme des efforts tranchants :

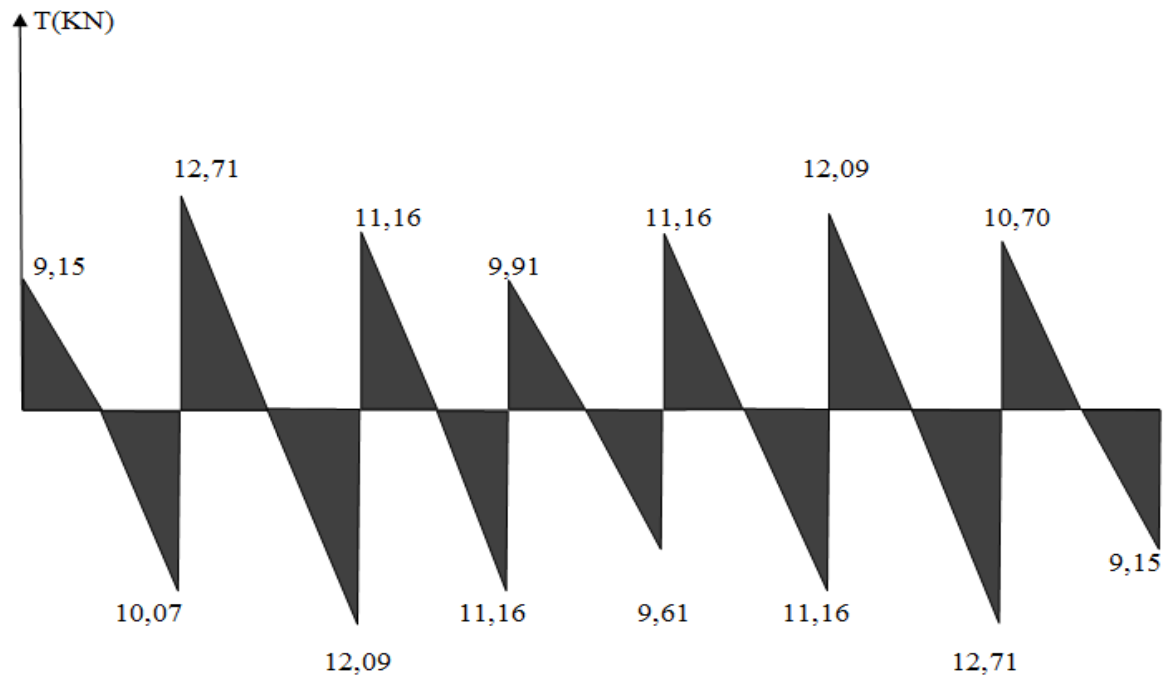
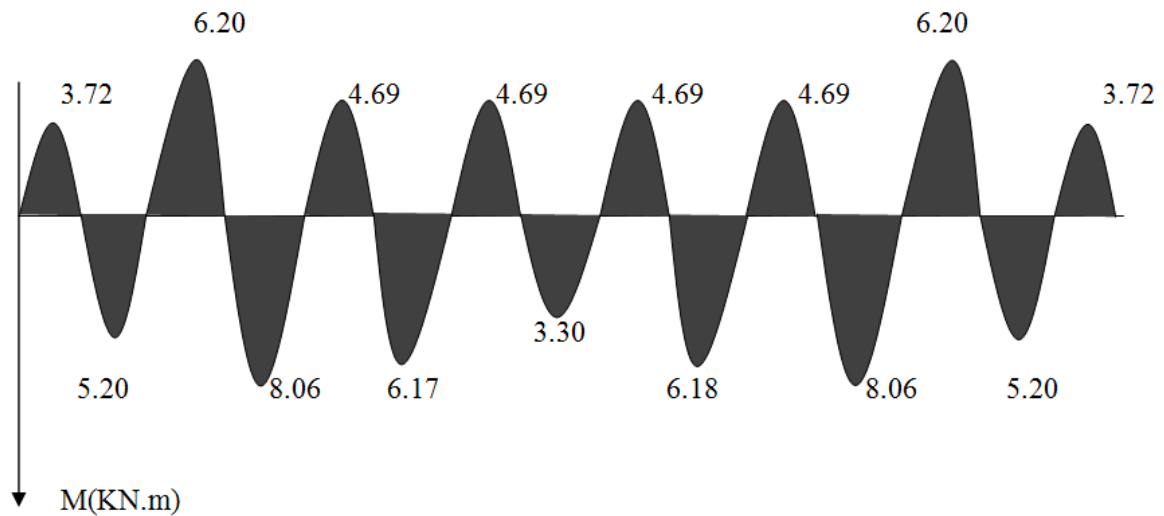


Figure . III.3.5. Diagramme des efforts tranchants :

**Diagramme des moments fléchissant :**



**Figure. III.3.6. Diagramme des moments fléchissant**

• **Armatures longitudinales :**

➤ **En travées :**

Les moments max en travées

$$M_{\max}^t = 11,50 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression

$$M = b x h_0 x \left( d - \frac{h_0}{2} \right) x f_{bu} = 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,04/2) \times 14,2 \times 1000 = 59,07 \text{ KN.m}$$

$M_{\max}^t < M$  L'axe neutre est dans la table de compression

Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b, h)

$$\mu_b = \frac{M_{\max}^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{11,50 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,038 < 0,392$$

$$\mu_b < \mu_e \implies \text{La section est simplement armée donc } A_s = 0$$

$$\mu_b = 0,038 \implies \beta = 0,980$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{11,50 \times 10^3}{0,980 \times 18 \times 348} = 1,87 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_{st} = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

### Chapitre III..... Calcul des éléments

- **Aux appuis**

Le moment max aux appuis :

$$M_a^{\max} = 8,71 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11,50 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,208 < 0,392$$

$\mu_b < \mu_e$  La section est simplement armée

$$\mu_b = 0,208 \Rightarrow \beta = 0,882$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Donc :

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{11,50 \times 10^3}{0,882 \times 18 \times 348} = 1,87 \text{ cm}^2$$

Soit

$$A^a = 2 \text{ HA12} = 2,26 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales : (Art. A.7.2.2/BAEL91)**

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,2 \right\} = 0,57 \text{ cm}$$

On adopte 2 HA8 = 1,00 cm<sup>2</sup>.

- **L'espace des cadres :**

$$St \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = \min(0,9 \times 18; 40\text{cm}) = 16,2\text{cm}$$

Soit un espacement St = 15 cm

### **Conclusion :**

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers HA8, avec un espacement constant St=15cm sur la totalité des poutrelles.

- **Calcul des ancrages (BAEL91 modifié 99/ Art 6.1,23) :**

- **Ancrage rectiligne :**

Les barres rectilignes de diamètre  $\phi$  et de limite d'élasticité  $f_e$  sont ancrées sur une longueur  $L_s$  dite longueur de scellement droit.

La longueur de scellement droit d'après les règles BAEL91

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

Avec :  $\tau_{su}$  : contrainte d'adhérence

### Chapitre III..... Calcul des éléments

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

$\psi_s = 1,5$  pour HA,  $\psi_s$  : coefficient de sèlement

pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  et Fe400 ;

$$\frac{L_s}{\phi} = 35,3$$

Pour  $\phi = 10 \text{ mm} \Rightarrow L_s = 35,3 \text{ cm}$  ; soit  $L_s = 35 \text{ cm}$

$$L_c = 0,4 L_s = 14 \text{ cm}$$

$L_c$  : Longueur des crochets normaux adoptés.

Les résultats du ferrailage des différents planchers sont résumés dans les tableaux suivants :

- **En travée :**

Type	$M_t^{\max}$	$\mu$	B	A calculé	choix	$A_t$
Service	11,23	0,0375	0,981	1,83	3HA14	4,62
Commerce	11,50	0,0384	0,985	1,87	3HA14	4,62
Habitat	10,71	0,0358	0,982	1,74	3HA12	4,62
dernier planché	10,32	0,0345	0,983	1,68	3HA12	4,62

**Tableau III-3.1 : Ferrailage des planchers en travées.**

- **Aux appuis :**

Type	$M_a^{\max}$	$\mu$	B	A calculé	Choix	$A_t$
Service	7,22	0,024	0,990	1,17	2HA12	2,26
Commerce	8,71	0,029	0,988	1,40	2HA12	2,26
Habitat	6,25	0,021	0,992	1,00	2HA10	2,26
dernier planché	6,26	0,021	0,992	1,00	2HA10	2,26

**Tableau III.3.2 : Ferrailage des planchers aux appuis.**

#### A. Vérification à l'ELU :

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

Par définition, une section tendue ou fléchie considérée comme non fragile si la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée entraîne dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité garantie. Dans le cas d'une section rectangulaire simplement fléchie, de largeur (b) armée d'une section ( $A_s$ ) cette condition s'exprime par :

$$\frac{A_s}{bd} \geq 0,23 \frac{f_{ij}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23bd f_{t28} / f_e = 0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1 / 400 = 1,412 \text{ cm}^2$$

### Chapitre III..... Calcul des éléments

- **En travée :**

$$A_{\min} = 1.412 \text{ cm}^2 < A_{st} = 4,62 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$A_{\min} = 1.412 < A_{sa} = 2,26 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**La longueur de scellement droit :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_{su}} = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.273 \text{ cm}$$

$$L_s = 35.273 \text{ cm}$$

Pour  $f_{ce}E400$ , acier HA,  $L_s = 40\phi \quad \longrightarrow L_s = 40 \text{ cm}$

On adopte des crochets à  $45^\circ$  avec  $L_s = 0.4L_s$

$$L_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

$$L_s = 16 \text{ cm}$$

- **Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL91.Art.5.1.1).**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5MPa) \quad \text{«Fissuration peu nuisible»}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = \min(3,25MPa, 5MPa) = 3,25MPa \\ \tau_{\mu}^{\text{service}} = 0,937 < \bar{\tau}_u = 3,25MPa \\ \tau_{\mu}^{\text{commerce}} = 1,165 < \bar{\tau}_u = 3,25MPa \\ \tau_{\mu}^{\text{habitat}} = 0,845 < \bar{\tau}_u = 3,25MPa \\ \tau_{\mu}^{\text{dernier étage}} = 0,60 < \bar{\tau}_u = 3,25MPa \end{cases} \quad \Longrightarrow \quad \text{Conditions vérifiées}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence : (BAEL91.Art. A.6.13)**

On doit vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \Rightarrow \begin{cases} \tau_{se}^{\text{service}} = 1,84 < \bar{\tau}_{se} = 3,15MPa . \\ \tau_{se}^{\text{service}} = 2,28 < \bar{\tau}_{se} = 3,15MPa . \\ \tau_{se}^{\text{service}} = 1,66 < \bar{\tau}_{se} = 3,15MPa . \\ \tau_{se}^{\text{service}} = 1,18 < \bar{\tau}_{se} = 3,15MPa . \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \sum U_i = 3.3, 14.14 = 131,88 \text{ mm}$$

$\Longrightarrow$  Conditions vérifiées

• **Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)**

On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} \leq 0.267b_0 \times a \times f_{c28} \quad \text{Avec : } a = 0.9d$$

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times 10^3 \times 25 = 129.76 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} \leq 129.76 \text{ KN}$$

**Appuis de rive :**

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Service} & V_{\max} = 12.72 \text{ KN} < 129.76 \text{ KN} \\ \text{Commerce} & V_{\max} = 15.82 \text{ KN} < 129.76 \text{ KN} \\ \text{Habitat} & V_{\max} = 11.48 \text{ KN} < 129.76 \text{ KN} \\ \text{Dernier étage} & V_{\max} = 8.16 \text{ KN} < 129.76 \text{ KN} \end{array} \right.$$

⇒ Conditions vérifiées

**Appuis intermédiaire :**

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Service} & V_{\max} = 20.24 + 19.06 = 39.30 \text{ KN} < 129.76 \text{ KN} \\ \text{Commerce} & V_{\max} = 25.18 + 23.72 = 48.90 \text{ KN} < 129.76 \text{ KN} \\ \text{Habitat} & V_{\max} = 18.27 + 17.21 = 35.48 \text{ KN} < 129.76 \text{ KN} \\ \text{Dernier étage} & V_{\max} = 12.98 + 12.23 = 25.21 \text{ KN} < 129.76 \text{ KN} \end{array} \right.$$

⇒ Conditions vérifiées

• **Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

On doit vérifier que :  $A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d})$

**Appuis de rive**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\text{service}} = 2.26 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \left( 12.72 - \frac{7.22}{0.9 \times 0.18} \right) = -0.91 \text{ cm}^2 \\ A_{\text{commerce}} = 2.26 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \left( 15.82 - \frac{9.65}{0.9 \times 0.18} \right) = -1.25 \text{ cm}^2 \\ A_{\text{habitat}} = 2.26 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \left( 11.48 - \frac{6.25}{0.9 \times 0.18} \right) = -0.78 \text{ cm}^2 \\ A_{\text{dernier-étage}} = 2.26 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \left( 8.16 - \frac{3.65}{0.9 \times 0.18} \right) = -0.41 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

⇒ Conditions vérifiées

**Appuis intermédiaires :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{service} = 4,62 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (39,3 - \frac{10,77}{0.9 \times 0.18}) = -0,78 cm^2 \\ A_{commerce} = 4,62 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (48,9 - \frac{13,32}{0.9 \times 0.18}) = -0,96 cm^2 \\ A_{habitat} = 4,62 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (35,48 - \frac{7,7}{0.9 \times 0.18}) = -0,35 cm^2 \\ A_{habitat} = 4,62 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (25,21 - \frac{4,56}{0.9 \times 0.18}) = -0,17 cm^2 \end{array} \right. \Longrightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

• **Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :  
(BAEL91.Art. A.51.322)**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc}^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b_0 a} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{bc} = 1.3 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.3 \times \frac{25}{1,5} = 21.66 MPa \\ \sigma_{bc \text{ service}}^{\max} = \frac{39,3 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 120} = 2,02 < \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc \text{ commerce}}^{\max} = \frac{48,9 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 120} = 2,52 < \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc \text{ habitat}}^{\max} = \frac{35,48 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 120} = 1,83 < \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc \text{ dernier-étage}}^{\max} = \frac{25,21 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 120} = 1,29 < \bar{\sigma}_{bc} \end{array} \right.$$

$\Longrightarrow$  Conditions vérifiées



- **Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{u_{service}} = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_0} = \frac{20,24 \times 10^3 (650 - 120)}{1,8 \times 650 \times 180 \times 40} = 1,27 MPa \\ \tau_{u_{service}} = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_0} = \frac{25,18 \times 10^3 (650 - 120)}{1,8 \times 650 \times 180 \times 40} = 1,58 MPa \\ \tau_{u_{service}} = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_0} = \frac{18,27 \times 10^3 (650 - 120)}{1,8 \times 650 \times 180 \times 40} = 1,15 MPa \\ \tau_{u_{habitat}} = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_0} = \frac{12,98 \times 10^3 (650 - 120)}{1,8 \times 650 \times 180 \times 40} = 0,81 MPa \end{array} \right.$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,25 MPa \quad \Longrightarrow \quad \text{Conditions vérifiées}$$

#### B. Vérification à l'ELS :

$$q_{sservice} = 5,17 KN/ml$$

$$q_{scommerce} = 6,20 KN/ML$$

$$q_{shabitat} = 4,52 KN/ML$$

$$q_{sdernier etage} = 4,57 KN/ML$$

#### a. Etat limite de la compression du béton

##### ➤ En travée :

$$M_{t_{service}}^{\max} = 11,23 KN.m$$

$$M_{t_{commerce}}^{\max} = 11,50 KN.m$$

$$M_{t_{habitat}}^{\max} = 10,71 KN.m$$

$$M_{t_{dernier-étage}}^{\max} = 10,32 KN.m$$

**b. Contrainte dans les aciers :**

➤ *Etages de service :*

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d} = \frac{100 \times 4,62}{18 \times 12} = 2,14 \\ \rho_1 = 2,14 \rightarrow \beta_1 = 0.819 \rightarrow K = 0.079 \\ \sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{11,23 \times 10^3}{0.819 \times 18 \times 4,62} = 164,89 \text{MPa} < \bar{\sigma} = 348 \text{MPa} \end{array} \right.$$

➤ *Etage de commerce :*

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d} = \frac{100 \times 4,62}{18 \times 12} = 2,14 \\ \rho_1 = 2,14 \rightarrow \beta_1 = 0.819 \rightarrow K = 0.079 \\ \sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{11,50 \times 10^3}{0.819 \times 18 \times 4,62} = 168,85 \text{MPa} < \bar{\sigma} = 348 \text{MPa} \end{array} \right.$$

➤ *Etages d'habitation :*

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d} = \frac{100 \times 4,62}{18 \times 12} = 1.56 \\ \rho_1 = 1.56 \rightarrow \beta_1 = 0.837 \rightarrow K = 0.0638 \\ \sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{10,71 \times 10^3}{0.837 \times 18 \times 3,39} = 209,70 \text{MPa} < \bar{\sigma} = 348 \text{MPa} \end{array} \right.$$

➤ **Dernier étage :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d} = \frac{100 \times 4,62}{18 \times 12} = 1.56 \\ \rho_1 = 1.56 \rightarrow \beta_1 = 0.837 \rightarrow K = 0.0638 \\ \sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{10,32 \times 10^3}{0.837 \times 18 \times 3,39} = 202,06 \text{MPa} < \bar{\sigma} = 348 \text{MPa} \end{array} \right.$$

**c. Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

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

### Chapitre III..... Calcul des éléments

$$\sigma_{bc \text{ service}} = k\sigma_s = 0.079 \times 164,89 = 19,03\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc \text{ commerce}} = k\sigma_s = 0.079 \times 168,85 = 13,40\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc \text{ habitat}} = k\sigma_s = 0.0638 \times 209,7 = 14,32\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc \text{ dernier-étage}} = k\sigma_s = 0.0638 \times 202,06 = 13,80\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$$

Alors les sections sont vérifiées vis-à-vis de la compression.

➤ **aux appuis :**

$$M_{a \text{ service}}^{\max} = 7,22\text{KN.m}$$

$$M_{a \text{ commerce}}^{\max} = 8,71\text{KN.m}$$

$$M_{a \text{ habitat}}^{\max} = 6,25\text{KN.m}$$

$$M_{a \text{ dernier-étage}}^{\max} = 6,26\text{KN.m}$$

**d. Contrainte dans l'acier :**

➤ **étage de service :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_1 = \frac{100A_a}{b_0d} = \frac{100 \times 2,26}{18 \times 12} = 1,046 \\ \rho_1 = 1,046 \rightarrow \beta_1 = 0.858 \rightarrow K = 0.0494 \\ \sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{7,22 \times 10^3}{0.858 \times 18 \times 2,26} = 206,86\text{MPa} < 348\text{MPa} \end{array} \right.$$

➤ **Etage de commerce :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0d} = \frac{100 \times 2,26}{18 \times 12} = 1,046$$

$$\rho_1 = 1,046 \rightarrow \beta_1 = 0.858 \rightarrow K = 0.0494$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{8,71 \times 10^3}{0.858 \times 18 \times 2,26} = 249,55\text{MPa} < 348\text{MPa}$$

➤ **Etage d'habitation :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_1 = \frac{100A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,26}{18 \times 12} = 0,726 \\ \rho_1 = 0,726 \rightarrow \beta_1 = 0,876 \rightarrow K = 0,039 \\ \sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{6,25 \times 10^3}{0,876 \times 18 \times 1,57} = 252,47 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

➤ **Dernier étage :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_1 = \frac{100A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,26}{18 \times 12} = 0,726 \\ \sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{6,26 \times 10^3}{0,876 \times 18 \times 1,57} = 252,87 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

**e. Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{b,service} = k\sigma_s = 0,0494 \times 206,86 = 10,22 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{b,commerce} = k\sigma_s = 0,0494 \times 249,55 = 12,33 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{b,habitat} = k\sigma_s = 0,039 \times 252,47 = 9,85 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{b,dermier\text{-}\acute{e}tage} = k\sigma_s = 0,039 \times 252,87 = 9,86 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

Donc les sections sont vérifiées vis-à-vis de la compression.

**Conclusion :**

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

• **Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

• **Etat limite de déformation : (BAEL91. AB68.4.24)**

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$2- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{F_e}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

M<sub>t</sub> : moment maximum de flexion.

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

➤ **Etage de service :**

$$1- \frac{h}{L} = \frac{20}{330} = 0.060 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$2- \frac{h}{L} = 0.060 < \frac{8.29}{15 \times 7.03} = 0.078 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{4.62}{18 \times 12} = 0.021 > \frac{3.6}{400} = 0.009 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Les trois conditions ne sont pas toutes vérifiées donc il faut procéder au calcul de la flèche.

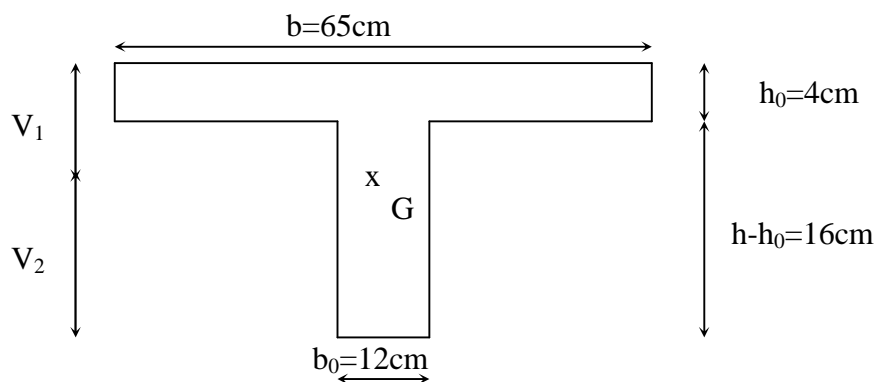
Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)

$$f_v = \frac{M_t^{\text{ser}} L^2}{10 E_v I_{f_v}}$$

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A_t$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 4.62 = 521.3 \text{ cm}$$



### Chapitre III..... Calcul des éléments

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_t \cdot d$$

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 4,62 \times 18 = 4071,4 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{4071,4}{521,3} = 7,81 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,81 = 12,19 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 A (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,81^3 + 12,19^3) + (65 - 12) \times 4 \left[ \frac{4^2}{12} + (7,81 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 4,62 (12,19 - 2)^2$$

$$I_0 = 23785,86 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{4,62}{12 \times 18} = 0,0213$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,0213 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 0,77$$

$$\mu = \max(1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}; 0) = \max(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0213 \times 200,26 + 2,1}; 0) = 0,81$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 23785,86}{1 + 0,77 \times 0,81} = 16114,08 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{8,71 \times (4,00)^2 10^7}{10 \times 10818,87 \times 16114,08} = 0,79 < \frac{L}{500} = 0,8 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{La flèche est vérifiée.}$$

De même pour :

➤ Les planchers à usage commercial :

$$F_v = 0,79 < 0,8 \dots\dots\dots \text{La flèche est vérifiée.}$$

➤ Les planchers à usage d'habitation :

$$F_v = 0,55 < 0,8 \dots\dots\dots \text{La flèche est vérifiée.}$$

➤ Le plancher dernier étage :

$$F_v = 0,34 < 0,8 \dots\dots\dots \text{La flèche est vérifiée.}$$

## III.4. La salle machine

### III.4.1. Introduction :

Notre immeuble comporte une cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions  $(1,75 \times 2,00) \text{ m}^2$  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 9 tonnes, répartie sur une surface de  $(0,8 \times 0,8) \text{ m}^2$  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.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

### III.4.2 Dimensionnement :

- **Epaisseur de la dalle pleine :**

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30} \quad \Rightarrow \quad h_t \geq \frac{200}{30} = 6,67 \text{ cm}$$

$h_t$  : épaisseur de la dalle pleine

La limite de l'épaisseur minimale d'une dalle est de 12 cm (selon le RPA version 2003),

on prend  $e_p = 15 \text{ cm}$

Epaisseur du revêtement :  $e = 5 \text{ cm}$

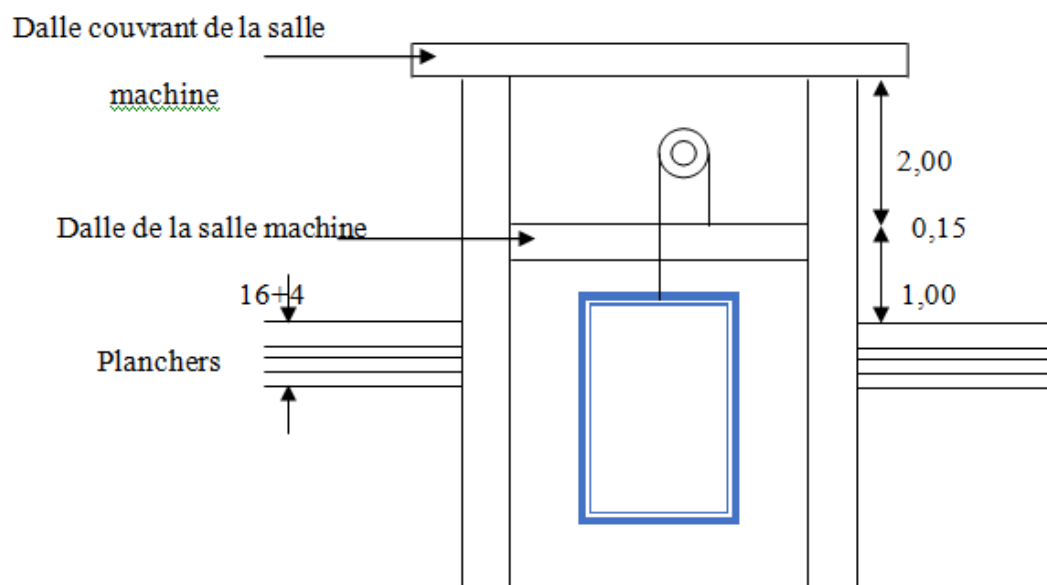


Figure : III.4.1.Cage de l'ascenseur

### III.4.3 Calcul de sollicitation :

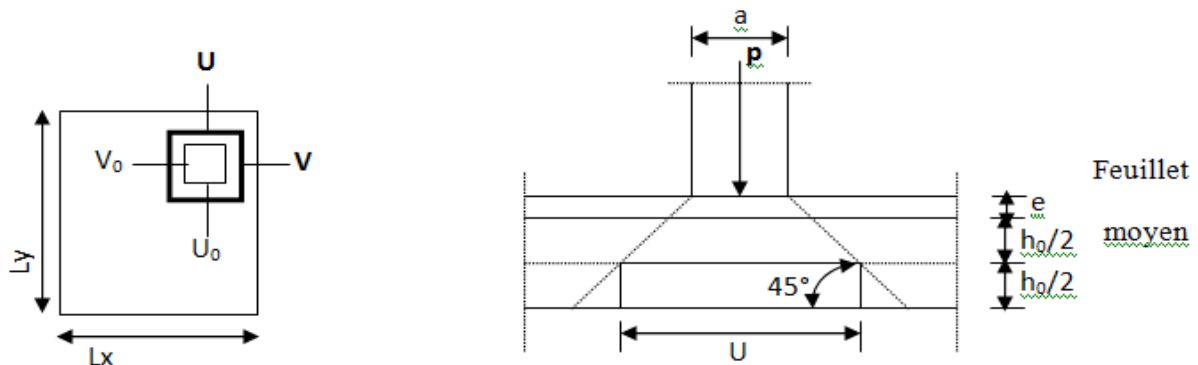


Fig. III.4.2. Diffusion de charges dans feuillet moyen

$$L_x = 1,75 \text{ m}$$

$$L_y = 2,00 \text{ m}$$

$$U_0 = V_0 = 0,80 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,75}{2,00} = 0,87 \implies 0,4 \leq \rho = 0,87 \leq 1 \implies \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

#### III.4.2.1. Moments dus au poids propre :

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \implies \text{Moment suivant la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \implies \text{Moment suivant la grande portée.}$$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnée en fonction du rapport  $\rho_x$  et du coefficient de poisson  $\nu$

Avec :

- $\nu = 0,0$  à l'ELU
- $\nu = 0,2$  à l'ELS

**q** : uniformément repartie sur tout la dalle

#### A. Etat limite ultime (ELU) : $\nu = 0$

$$\rho = 0,87 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0488 \\ \mu_y = 0,721 \end{cases}$$

$$\text{Poids de la dalle : } G = (25 \times 0,15 + 20 \times 0,05)$$

$$G = 4,75 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Surcharge exploitation : } Q = 1,0 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1,35 \times 4,75 + 1,5 \times 1 = 7,9125 \text{ KN/ml}$$



### Chapitre III..... Calcul des éléments

$$M_{uxl} = 0,04888 \times 7,9125 \times (1,75)^2 = 1,182 \text{ KN.m}$$

$$M_{uyl} = 0,721 \times 1,182 = 0,853 \text{ KN.m}$$

#### B. État limite de service (ELS) $\nu = 0,2$ :

$$\rho = 0,87 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0559 \\ \mu_y = 0,804 \end{cases}$$

$$q_s = 4,75 \times 1 = 5,75 \text{ KN/ml}$$

$$M_{uxl} = 0,0559 \times 5,75 \times (1,75)^2 = 0,984 \text{ KN.m}$$

$$M_{uyl} = 0,804 \times 0,984 = 0,853 \text{ KN.m}$$

#### III.4.2.2. Moments dues à la charge localisée :

L'étude de la dalle se fait en utilisant les abaques de PIGEAUD, qui donnent les moments par mètre linéaire au centre de panneau.

$$\begin{cases} M_x = P(M_1 + \nu.M_2) \\ M_y = P(M_2 + \nu.M_1) \end{cases}$$

$M_1$  et  $M_2$  sont des coefficients données par les abaques en fonction de  $\rho_x$  et le rapport

$$\frac{U}{l_x} \text{ et } \frac{V}{l_y}.$$

U et V cotées des rectangle sur les quels la charges q s'applique, compte tenu de la diffusion à  $45^\circ$  dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau de feuillet moyen de la dalle.

$$U = U_0 + 2(\epsilon e + h/2) = U_0 + 2\epsilon e + h$$

$$V = V_0 + 2(\epsilon e + h/2) = V_0 + 2\epsilon e + h$$

Avec : h : hauteur de la dalle (15cm)

e : revêtement de la dalle 5cm.

$\epsilon$  : dépend de la nature de revêtement dans notre cas la dalle est compose de béton armé, égale 1,0

$$U = 80 + 2 \times 1 \times 0,05 = 1,05\text{m}$$

$$U = V = 1,05\text{m}$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{1,05}{1,75} = 0,60$$

$$\frac{V}{l_y} = \frac{1,05}{2,00} = 0,52 ;$$

### Chapitre III..... Calcul des éléments

Avec  $\rho = 0,75$

Après interpolation on aura :  $M_1 = 0,0938$

$$M_2 = 0,0652$$

**A. état limite ultime (ELU)  $\nu = 0,0$  :**

$$P_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$M_{sx2} = P_u \cdot M_1 = 121,5 \times 0,0938 = 11,40 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy2} = P_u \cdot M_2 = 121,5 \times 0,0652 = 7,922 \text{ KN.m}$$

**B. état limite service (ELS)  $\nu = 0,2$  :**

$$P_s = 90 \text{ KN}$$

$$M_{sx2} = P_s \cdot (M_1 + \nu M_2) = 90 \times (0,0938 + 0,2 \times 0,0652) = 9,62 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy2} = P_s \cdot (\nu M_1 + M_2) = 90 \times (0,2 \times 0,0938 + 0,0652) = 7,56 \text{ KN.m}$$

#### III.4.2.3.Superposition des moments :

**A. ELU:**

$$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 1,182 + 11,40 = 12,582 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0,853 + 7,922 = 8,775 \text{ KN.m}$$

**B. ELS:**

$$M_{ux} = M_{sx1} + M_{sx2} = 0,984 + 9,62 = 10,604 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0,827 + 7,56 = 8,387 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de semi encastrement de la dalle (continuité des voiles), on réduit les moments calculés (appuis et travées).

Les moments seront réduits de 15% en travée, et de 70% en appuis.

- **En travée :**

$$M_x^t = 0,85 M_x = 0,85 \times 12,582 = 10,695 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 M_y = 0,85 \times 8,775 = 7,459 \text{ KN.m}$$

- **En appuis :**

$$M_x^t = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 12,582 = 3,775 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 8,775 = 2,632 \text{ KN.m}$$

**III.4.3. Ferrailage de panneau:**

Le calcul se fera en flexion pour une bande de 1m de largeur, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur.

Pour chacune des deux directions, on considère en travée comme en appuis la hauteur utile qui lui est propre ( $d_x = 13 \text{ cm}$ ,  $d_y = 12 \text{ cm}$ )

$$d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2}$$

- **Sens x-x :**

**A- En travée :****-Calcul des moments réduits:**

$$d = h_0 - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_{xt}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10,695 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,045$$

$$\text{On } \mu_b = 0,045 < \mu_l = 0,392$$

$$\mu_b = 0,045 \Rightarrow \beta = 0,977$$

$$A_t = \frac{M_{xt}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10,695 \cdot 10^3}{0,977 \cdot 13 \cdot 348} = 2,42 \text{ cm}^2.$$

On opte pour:  $A_t = 5\text{HA}10/\text{ml} = 3,93 \text{ cm}^2$ . Avec :  $S_t = 20 \text{ cm}$

**B- Aux appuis :****-Calcul des moments réduits :**

$$\mu_b = \frac{M_{xa}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3,775 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,018$$

$$\text{On } \mu_b = 0,018 < \mu_l = 0,392$$

$$\mu_b = 0,018 \Rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_a = \frac{M_{xa}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3,775 \cdot 10^3}{0,990 \cdot 13 \cdot 348} = 0,91 \text{ cm}^2.$$

On adopte pour:  $A_a = 5\text{HA}10/\text{ml} = 3,93 \text{ cm}^2$ . Avec :  $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Sens y-y :**

**A. En travée :****-Calcul des moments réduits :**

$$\mu_b = \frac{M_{yt}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7,459 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,0365$$

$$\text{On } \mu_b = 0,0365 < \mu_l = 0,392$$

$$\mu_b = 0,0365 \Rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_t = \frac{M_{xt}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7,459 \cdot 10^3}{0,984 \cdot 13 \cdot 348} = 1,82 \text{ cm}^2.$$

On adopte pour:  $A_t = 5\text{HA}10/\text{ml} = 3,93 \text{ cm}^2$ . Avec :  $S_t = 20 \text{ cm}$

## B. Aux appuis :

### -Calcul des moments réduits :

$$\mu_b = \frac{M_{YA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2,632 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,011$$

On  $\mu_b = 0,011 < \mu_l = 0,392$

$$\mu_b = 0,011 \Rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_a = \frac{M_{ya}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2,632 \cdot 10^3}{0,994 \cdot 13 \cdot 348} = 0,59 \text{ cm}^2.$$

On adopte pour:  $A_t = 5\text{HA}10/\text{ml} = 3,93 \text{ cm}^2$ . Avec :  $S_t = 20 \text{ cm}$

### Conclusion:

La dalle est soumise à des charges concentrées n toutes les armatures de flexion situées dans la région centrale de panneau seront prolongées aux appuis, et ancrée au-delà de contour théorique de la dalle.

## III.4.4. Vérification à L'E.L.U

### A. Condition de non fragilité : [Art B.7.4 BAEL.91 modifié 99]

#### • Direction principale:

$$W_x = A_{\min} / S \geq W_0 \times \left( \frac{3 - \rho}{2} \right)$$

$$\text{Avec : } \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,87$$

$A_{\min}$  : Section minimale d'armature.

$S$  : section totale du béton.

$W_0$  : taux d'acier minimal = 0,0008 (acier HA FeE400)

$$A_{\min} \geq W_0 \times \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) b \times h$$

$$W_x = 0,0008 \times \left( \frac{3 - 0,87}{2} \right) = 8,52 \cdot 10^{-4}$$

$$A_{\min} = 8,52 \cdot 10^{-4} \times (15 \times 100) = 1,278 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_{xt} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **direction secondaire :**

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

$$A_y \geq 0,0008 (15 \times 100) = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.278$$

$$A_{\min} < A_{yt} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

**B. Diamètre minimale des barres : (Art A-7.21 BAEL91) :**

On doit vérifier que  $\phi \leq \phi_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$ .

$\phi$  : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\Phi_{\max} = 10 \text{ mm} < 15 \text{ mm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**C. Espacement des armatures :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

La fissuration est non préjudiciable. Et l'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes

• **Direction principale :**

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min(2h ; 25 \text{ cm})$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < (30 \text{ cm}; 25 \text{ cm}) \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Direction secondaire :**

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

$$S_t = 20 \text{ cm} < (45 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**D. Vérification de la contrainte tangentielle :(art A.5.2.2 / BAEL91modifiées99)**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} < 0,44 \frac{f_{c28}^{1/2}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

• **Au milieu de U :**

$$T_u = \frac{P}{3 \times (V)} = \frac{121.5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ KN.}$$

• **Au milieu de V :**

$$T_u = \frac{P}{2 \times (U+V)} = \frac{121.5}{2 \times (1,05+1,05)} = 38,57 \text{ KN.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = \frac{38,57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,297 \text{ MPa} \\ 0,44 \times \frac{25^{1/2}}{1,5} = 1,467 \text{ MPa} \end{array} \right\} \rightarrow \tau_u = 0,297 \text{ MPa} < 1,467 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < 1,467 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**E. Condition de non poinçonnement :**

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement  $Q_u$  est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable dû à la présence d'un ferrailage horizontal :

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$Q_u$  : charge de calcul à l'ELU.

$h$  : épaisseur total de la dalle.

$U_c = 2 \times (U+V) = 3,8 \text{ m}$  : le périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

**A.N :**

$$0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times 25 \times 10^3 / 1,5 = 427,5 \text{ KN} \geq Q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN.}$$

Condition vérifiée  $\Longrightarrow$  Aucune armature transversale n'est nécessaire.

### III.4.5. Vérification à l'état limite de service :

Les moments précédemment calculés, seront réduits de 15% en travée et de 70% en appuis.

- **En travée :**

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 10.604 = 9,013 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 8,387 = 7,129 \text{ KN.m}$$

- **En appuis :**

$$M_x^a = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 10.64 = 3.181 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 8,387 = 2.516 \text{ KN.m}$$

Zone	Sens	Ms(KN.m)	$\mu$	B	A(cm <sup>2</sup> )
En travée	X-X	9,013	0,0376	0,773	2,58
Sur appuis	X-X	3,181	0,0133	0,836	0,84
En travée	Y-Y	7,129	0,0257	0,796	1,98
Sur appuis	Y-Y	2.516	0,0105	0,850	0,65

Tableau III.4.1 Le ferrailage adopte à l'ELU est suffisant

#### A. Vérification de la flèche :

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x}{20M_x} \quad \text{et} \quad \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{175} = 0.086 \geq \frac{10.695}{20 \times 10.695} = 0,05$$

$$\frac{A_x}{b \times b} = \frac{3,92}{100 \times 13} = 0.0030 \leq \frac{2}{400} = 0.005$$

Condition vérifiée

Condition vérifiée

Les deux conditions sont vérifiées, on se dispensera du calcul de la flèche.

**Conclusion :**

La dalle de la salle machine sera ferraillée comme suit :

**Sens x-x :**

Lit inférieur : 5 HA12/ml avec un espacement de 20cm.

Lit supérieur : 5 HA10/ml avec e=20cm.

**Sens y-y :**

Lits inférieur et supérieur : 5 HA10/ml avec e=20cm.

**B. Vérification des contraintes dans le béton :**

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

**Sens (X-X) :**

▪ **En travée :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{10,695}{9,013} = 1,19$$

$$\mu_u = 0,045 \rightarrow \alpha = 0,0576$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,19 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,345 > \alpha = 0,0576$$

====> Condition vérifiée

▪ **Aux Appuis :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{3,775}{3,181} = 1,19$$

$$\mu_u = 0,017 \rightarrow \alpha = 0,0227$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,19 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,345 > \alpha = 0,0227$$

====> Condition vérifiée



**Sens (Y-Y) :**

▪ **En travée :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{7,459}{7,129} = 1,05$$

$$\mu_u = 0,0365 \rightarrow \alpha = 0,0465$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,05 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,275 > \alpha = 0,0465$$

====> Condition vérifiée

▪ **Aux Appuis :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{2,632}{2,516} = 1,05$$

$$\mu_u = 0,011 \rightarrow \alpha = 0,0138$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,05 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,275 > \alpha = 0,0138$$

====> Condition vérifiée

**C. État limite d'ouverture des fissures (BAE 99 / Art A.4.5.32)**

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

## III.5. L'acrotère

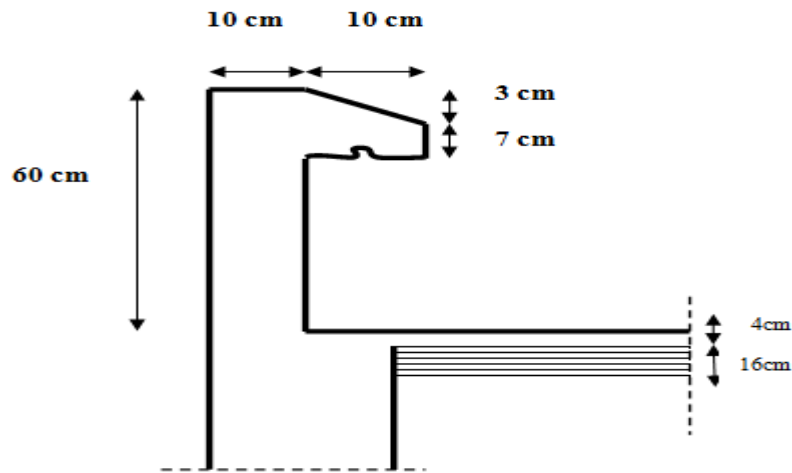
### III.5.1. Introduction :

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être isolément sous l'effet des seules charges qu'ils leurs reviennent.

Le calcul se fera conformément aux règles **(BAEL 91 modifié 99)**.

### III.5.2. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est assimilée à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'effort « **G** » du à son poids propre et à un effort horizontale « **Q** » du à la main courante provoquant un moment de renversement « **M** » dans la section d'encastrement (section dangereuse). Les calculs se feront pour une bande de **1m** de largeur et le ferrailage sera déterminé en flexion composée.



**Figure III.5.1 : coupe verticale de l'acrotère**

#### A- Détermination des sollicitations :

- **Poids propre :**

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

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

- Surcharge d'exploitation:  $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$ .
- Effort normal dus au poids propre  $G$  :  $N = G \times 1 = 1.7125 \text{ KN}$
- Effort tranchant :  $T = Q \times 1 = 1.00 \text{ KN}$ .
- Moment de renversement du à la surcharge  $Q$  :

$$M = Q \times H \times 1 = 0.60 \text{ KN.m}$$

**B. Diagramme des efforts :**

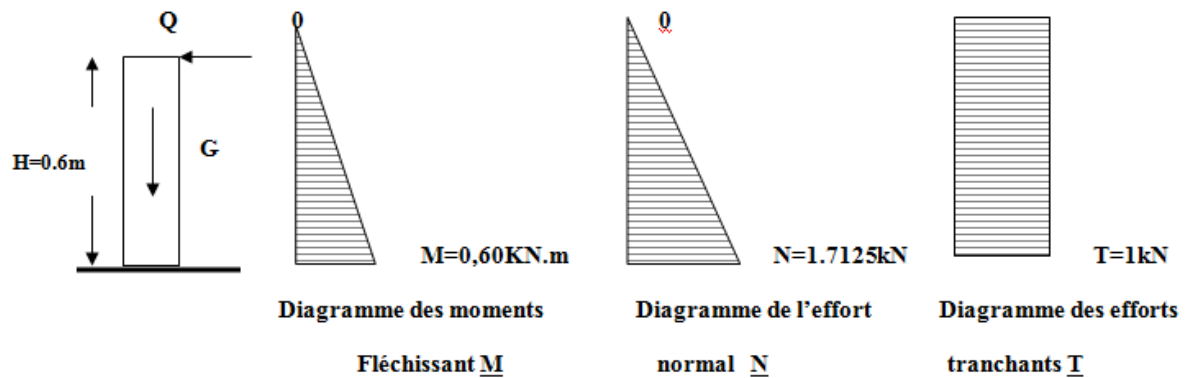


Figure III.5.2. *Schema statique de calcul de l'acrotère.*

**C. Combinaisons de Charge :**

➤ **ELU :  $1.35G + 1.5Q$**

$$N_u = 1.35 G = 1.35 \times 1.7125 = 2.312 \text{ KN (du à G).}$$

$$M_u = 1.5 M_q = 1.5 \times 0.6 = 0.90 \text{ KN m (du à Q).}$$

$$T_u = 1.5 \times T = 1.5 \text{ KN.}$$

➤ **ELS :  $G + Q$**

$$N_s = G = 1.7125 \text{ KN.}$$

$$M_s = M = 0.60 \text{ KN.m}$$

$$T_s = T = 1 \text{ KN.}$$

**III.5.3. Ferrailage de l'acrotère :**

**A- Calcul des armatures à l'ELU :**

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

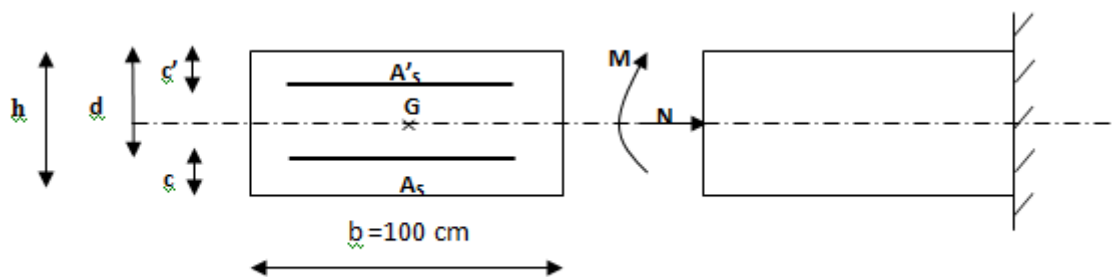


Figure. III.5.3. *Schéma statique de calcul de l'acrotère*

### Chapitre III..... Calcul des éléments

#### B. Position du centre de pression :

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5 \text{ cm}$$

$$e_u > \frac{h}{2} - C \Rightarrow \text{Le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à l'extérieur de la}$$

section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Avec :  $M_u$  : moment du à la compression ;  $N_u$  : effort de compression ;

$C_p$  : centre de pression ;  $e_u$  : excentricité ;

$C$  : l'enrobage ;

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

#### III.5.4. Calcul en flexion simple :

##### A- Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g$$

$$\text{Avec : } g = e_u + \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$g$  : la distance entre le centre de compression et le centre de gravité de la section d'armature tendues.

$$M = 2.312 \times \left[0.39 + \left(\frac{0.1}{2} - 0.02\right)\right] = 0.970 \text{ KN}$$

$$M_f = 0.970 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d f_{bu}} = \frac{0.970 \times 10^3}{100 \times 7.5^2 \times 14.2} = 0.0106$$

$\mu_b = 0.0106 < \mu_l = 0.392$ . La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A_{sc} = 0$ .

$$\mu_b = 0.0106 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0.995$$

##### B- Armatures fictives (flexion simple) :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \beta = 0.995$$

$$\text{Donc : } A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{970}{0.995 \times 8 \times 348} = 0.350 \text{ cm}^2.$$

##### C- Armature réelles (flexion composée) :

$$A_{st} = A_{stf} - \left(\frac{N_u}{\sigma_{st}}\right) = 0.350 - \frac{2.312 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.284$$
$$A_s = 0.284 \text{ cm}^2.$$

### III.5.5.Vérifications:

#### A- Vérification à l'ELU :

##### A.1. Condition de non fragilité (BAEL 99 Art A.4.2.1) :

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

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

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

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2.$$

Remarquons que :  $A_s < A_{\min}$ , la CNF n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale  $A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2$ .

La section d'acier est 4HA 8 / ml = 2.01 cm<sup>2</sup> avec un espacement de  $St = 25 \text{ cm}$ .

#### ✓ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

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

Donc :  $A_r = 4 \text{ HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ . Espacées de 25 cm<sup>2</sup>.

##### A.2. Vérification aux cisaillements : (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99)

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \quad \text{avec} : \tau_u : \text{contrainte de cisaillement}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right\} \text{ (MPa).}$$

$$\text{Et } \begin{cases} \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{situation courante.} \\ V_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.018 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = 0.018 \leq \min \{ 0.15, 25/1.5, 4 \} = 2.5 \text{ MPa} \implies \text{condition est vérifiée,}$$

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

##### A.3. Vérification de l'adhérence des barres :

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{avec} : \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} ; \sum U_i : \text{somme des périmètres utiles des barres.}$$

### Chapitre III..... Calcul des éléments

$$\sum U_i = 4 \pi \varnothing = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 10.05} = 0.207 \text{ MPa.}$$

On a  $\tau_{se} = 0.207 < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa} \implies$  donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

La longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2)

$$L_s = 40 \varnothing = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm.}$$

#### A.4. Vérification des espacements des barres :

(Art A.4.5, 33 / BAEL 91 modifiée 99) :

La fissuration est préjudiciable ; donc  $S_t \leq \min \{2h, 25 \text{ cm}\} = 20 \text{ cm}$

$h = 10 \text{ cm}$ . C'est l'épaisseur de la section de l'acrotère.

On a adopté un espacement de 25 cm ; donc la condition est vérifiée.

#### B. Vérification à l'ELS :

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

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

$$\text{Les aciers } \begin{cases} HA : \varnothing \geq 6 \text{ mm} \\ f_e E 400 \end{cases} \implies \eta = 1.6$$

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \left( \frac{2}{3} \right) 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\text{Calcul de } \sigma_{st} : \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} ; \text{ avec : } A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

Calcul de  $\beta_1$  :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.253$$

$$\rho = 0.253 \implies \beta_1 = 0.920 \implies K_1 = 47.50 \implies K = \frac{1}{K_1} = 0.02$$

$$\cdot \sigma_{st} = \frac{600}{0.920 \times 8 \times 2.01} = 40.55 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 40.55 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa} ; \implies \text{condition est vérifiée.}$$

Vérifions que :  $\sigma_{bs} \leq \sigma_{bs}$  avec :  $\sigma_{bs} = k \sigma_s$

$$\sigma_{bs} = 0.02 \times 40.55 = 0.811 \text{ MPa} ; \text{ et } \sigma_{bs} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

### Chapitre III..... Calcul des éléments

#### C-Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 Art A 5.11)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad \text{Avec : } V_u = 1,5Q = 1,5\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5.10^3}{1000 \times 80} = 0,0188\text{MPa}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5} ; 4\text{MPa} \right\} = 2,5\text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,0188\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### III.5.6. Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99 / Art A.6.2.3)

D'après le RPA 99 (version 2003), les forces horizontales de calcul ( $F_p$ ) agissant sur Les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculés suivant la formule :  
 $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$ .

A : coefficient d'accélération de la zone, obtenu à partir du tableau (4-1) du RPA en fonction de la zone et du groupe d'usage  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone II a} \\ \text{groupe d'usage 2} \end{array} \right. \Rightarrow A = 0.15$

$C_p$  : facteur de forces horizontales pour un élément secondaire varient entre 0.3 et 0.8 (voir tableau (6-1) du RPA 99 modifié 2003), dans notre cas  $C_p = 0.8$

$W_p$  : poids de l'élément secondaire (acrotère) ;  $W_p = G = 1.7125 \text{ KN/ml}$ .

D'où :

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

Nota :

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, on refait les calculs avec la force  $F_p$ .

#### Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- ✓ Armatures principales : 4 HA8 =  $2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  avec un espacement de 25 cm.
- ✓ Armatures de répartition : 4 HA 8 =  $2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  avec un espacement de 25 cm

## III.6. Balcon

### III.6.1. Dalles pleines de type console (balcon):

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher, soumise à une charge horizontale « Q » due à la main courante qui engendre un moment «  $M_Q$  » dans la section d'encastrement.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1ml, dont la section est assimilée à la flexion simple. Il est réalisé en dalle pleine.

#### A. pré dimensionnement de la dalle pleine :

Largeur : 1,2m

Longueur : 3.70 m

$$ep \geq \frac{L}{10} = \frac{1.20}{10} = 0.12m \quad \text{Avec L : largeur du balcon.}$$

On adopte  $ep = 15\text{cm}$

#### B-Schéma statique de calcul:

Avec :

$q_u$  : charge et surcharge pondérée de la dalle ;

$Q_1$  : surcharge du garde de corps ;

$G_1$  : charge permanente de garde de corps ;

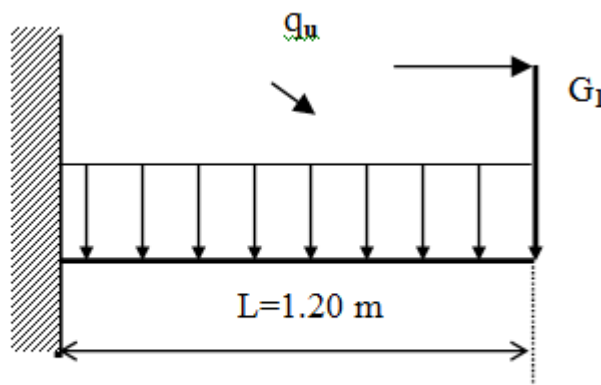


Figure.III.6.1. Schéma statique de



### III.6.2. Détermination des sollicitations :

- Charges permanentes :

N°	Elément	Masse volumique	Epaisseur	Poids (KN /m <sup>2</sup> )
01	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
02	Mortier de pose	22	0.02	0.44
03	Sable	17	0.03	0.51
04	Dalle pleine	25	0.15	3.75
05	Enduit de ciment	20	0.02	0.44
<b>G<sub>total</sub></b>	<b>5.58 KN / m<sup>2</sup></b>			

Tableau III.6.1 : Charge permanent sur le balcon dû au poids propre

- Garde corps :

Charges permanentes concentrées poids du corps creux	Masse volumique (Kn/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (KN/ml)
Murs en briques creuses	9	0.10	0.90
Enduit en mortier de ciment	20	2x0.022	0.88
			<b>g = 1.78KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau III.6.2 : Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde corps.

- Charges d'exploitation :

Charge d'exploitation de la dalle :  $Q_d = 3.5 \text{ KN/m}$

Charge horizontale due à la main courante :  $q_1 = 1 \text{ KN/m}^2$

### III.6.3. Calcul à l'ELU :

La console est calculée en flexion simple avec une bonde de 1m de largeur.

#### A- Combinaison de charges :

*Dalle plein :*

$$Q_{u1} = 1,35G + 1,5Q$$

$$Q_{u1} = 1,35(5.58) + 1,5(3,5) = 12.78 \text{ KN/ml}$$

**Garde corps :**

$$Q_{u2} = 1,35 G_2$$

$$Q_{u2} = 1,35 G_2 = 1.35 \times 1.78 = 2.40 \text{ KN/ml}$$

a- Le moment provoqué par la charge  $Q_{U1}$  :

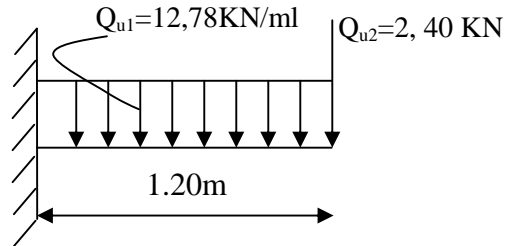
$$M_{u1} = Q_{u1} \frac{L^2}{2}$$

$$M_{u1} = \frac{12.78 \times 1.20^2}{2} = 9.2 \text{ KN.m}$$

b- Le moment provoqué par la charge  $Q_{U2}$  :

$$M_{U2} = Q_{U2} \times L$$

$$M_{U2} = 2.4 \times 1.2 = 2.88 \text{ KN.m}$$



c. Le moment total :

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 12.08 \text{ KN.m}$$

#### III.6.4. Calcul à L'ELS :

$$Q_{S1} = G + Q$$

$$Q_{S1} = 5.58 + 3.5 = 9.08 \text{ KN}$$

- **Garde corps**

$$Q_{u2} = G_2$$

$$Q_{u2} = 1.78 \text{ KN}$$

- **Moment provoqué par la charge «  $q_{S1}$  »**

$$M_{q_{S1}} = \frac{q_{S1} \times l^2}{2} = \frac{9.08 \times 1.20^2}{2} = 6.53 \text{ KN.m}$$

- **Moment provoqué par la charge «  $q_{S2}$  »**

$$M_{q_{S2}} = q_{S2} \times l = 1.78 \times 1.20 = 2.14 \text{ KN.m}$$

- **Le moment total :**

$$M_S = M_{q_{S1}} + M_{q_{S2}} = 8.67 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$V_u = Q_{u1} \times L + Q_{u2}$$

$$V_u = 12.87 \times 1.20 + 2.40 = 17.84 \text{ KN}$$

### III.6.5. Calcul de ferrailage :

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

#### A. Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12,08 \times 1000}{120 \times 12^2 \times 14,2} = 0,041$$

$$\mu_b = 0,041 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0,041 \Rightarrow \beta = 0,979$$

$$Ast = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12,08 \times 1000}{0,979 \times 12 \times 348} = 2,95 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$ .

#### B. Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{Ast}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

### III.6.6. Vérifications à l'ELU :

#### A. Condition de non fragilité : (ART.A.4.2.1/BAEL91)

$$A_{\min} = 0,23 b x d x \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } Ast = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### B. Vérification de l'effort tranchant : (ART- A-5-2-1 BAEL91 modifié 99)

La Fissuration est préjudiciable, donc :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min\{0,15 f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{17,84 \cdot 10^3}{1000 \times 120} = 0,15 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3,75 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**C. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (ART-4-2-1 /BAEL91)**

$$\bar{V}_u = 0,4 f_{c28} \cdot 0,9 \frac{db}{\gamma_s} = 0,4 \times 25 \cdot 10^3 \times 0,9 \times \frac{0,13 \times 1,2}{1,15} = 1220,87 \text{ KN}$$

$$V_u = 15,18 \text{ KN} \leq \bar{V}_u = 1220,87 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**D. Vérification de l'entraînement des barres : (ART- 4-2-1 /BAEL91)**

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{15,18 \cdot 10^3}{0,9 \times 130 \times 125,60} = 1,032 \text{ MPa}$$

Avec :  $\sum U_i = 4 \times 3,14 \times 1,20 = 15,07 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = 1,032 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'ya aucun risque d'entraînement des barres.

**E. Ancrage des barres aux appuis :**

$$\tau_{se} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{se}} = 35,27 \text{ cm} > S_t = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prévoit des crochets.}$$

Soit un crochet de longueur  $L_r$  :

$$L_r = 0,4 L_s = 14,11 \text{ cm}$$

**F. Espacement des barres :**

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

$$S_t = 25\text{cm} \leq 33\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartitions :  $S_t \leq \min\{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$

$$S_t = 25\text{cm} \leq 45\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**III.6.7. Vérification des contraintes dans le béton:**

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

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :

- la section est rectangulaire

- la nuance des aciers est FE<sub>e</sub>400

$$\alpha = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

### Chapitre III..... Calcul des éléments

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{12.08}{8.67} = 1.39$$

$$U_u = 0.04 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0.051$$

$$\frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445$$

$$\alpha = 0.051 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### A. Longueur de scellement :

La longueur de scellement droite est donnée par

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

$$\tau_s = 0.6\Psi^2 * f_{t28} = 0.6 * (1.5)^2 * 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.28} = 42.25 \text{ cm}$$

Soit  $l_s = 45 \text{ cm}$

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (a.6.1,253/BAEL91 modifié 99)

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

#### B. Contraintes dans les armatures :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification dans les aciers est inutile

#### Remarque :

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

#### Conclusion :

Le balcon est ferrailé comme suit :

- ❖ Armatures principales : 4HA12 avec  $S_t = 25 \text{ cm}$ .
- ❖ Armatures secondaires : 4HA8 avec  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

## III.7. Porte à faux

### III.7.1. Introduction :

Dans notre projet, nous disposons aussi de porte à faux réalisés en corps creux (16+4) coulés sur place, ils sont munis de poutres de chaînage en plus des murs extérieurs en double cloisons.

Alors, notre calcul se basera sur la détermination du ferrailage de la poutre de chaînage semi encastrée à ces deux extrémités.

### III-7-2-Pré dimensionnement de la poutre de chaînage :

Il faut rappeler que la longueur de la porte à faux est de 3,90 m.

- La hauteur de la poutre est donnée par la condition du BAEL

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

$$\Rightarrow \frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10}$$

$$\Rightarrow 24.66 \leq h \leq 37(cm)$$

On prend:  $h = 35$  cm

- La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,40h \leq b \leq 0,70h$$

$$14 \leq b \leq 24.5(cm)$$

On prend :  $b = 30$ cm.

#### ➤ Vérifications (RPA 99.Art7.5.1) :

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{conditions vérifiées}$$

$$h/b = 1,16 \leq 4$$

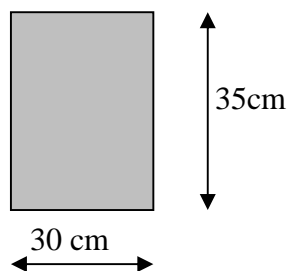


Figure : III.7.1 Les dimensions de la poutre de chaînage.

### III-7-2) Détermination des charges et surcharges revenant à la poutre de chaînage :

Nous tenons à rappeler que :

- la largeur du porte à faux est de : 1.00 m
- la charge permanente du plancher est de : 5,28 KN/m<sup>2</sup>

### Chapitre III..... Calcul des éléments

- la surcharge d'exploitation est de :  $1,5 \text{ KN/m}^2$  pour la dalle en corps creux
- la charge du mur est de:  $2,36 \text{ KN/m}^2$

On aura donc :

- poids propre du plancher :  $5,56 \times \frac{0,65}{2} = 1,807 \text{ KN / ml}$
- poids propre de la poutre :  $0,35 \times 0,30 \times 25 = 2,63 \text{ KN / ml}$
- poids de la maçonnerie :  $2,36 \times (3,06 - 0,25) = 6,51 \text{ KN / ml}$
- la charge d'exploitation :  $1,5 \times \frac{0,65}{2} = 0,49 \text{ KN / ml}$
- $G_{\text{TOT}} = 10,95 \text{ KN/ml}$

#### Combinaison des charges :

- à l'ELU :  $Q_U = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 10,95 + 1,5 \times 0,49 = 15,52 \text{ KN/ml}$
- à l'ELS :  $Q_S = G + Q = 10,95 + 0,49 = 11,44 \text{ KN/ml}$

#### III-7-3-Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

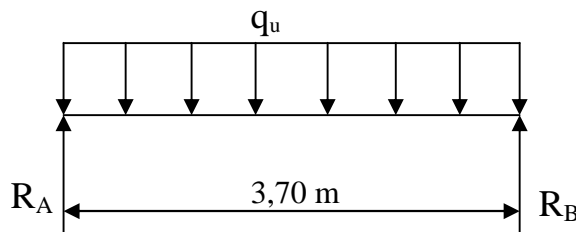


Fig III- 7-2-Schéma statique de calcul.

Les réactions d'appuis :  $R_A = R_B = \frac{q_u \cdot l}{2} = 28,71 \text{ KN}$

le moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{15,52 \times (3,70)^2}{8} = 26,56 \text{ KNm}$

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

- en travée :  $M_t = 0,85 \cdot M_0 = 22,57 \text{ KNm}$
- aux appuis :  $M_a = -0,50 \cdot M_0 = -13,28 \text{ KNm}$

❖ Diagramme des efforts internes à l'ELU :

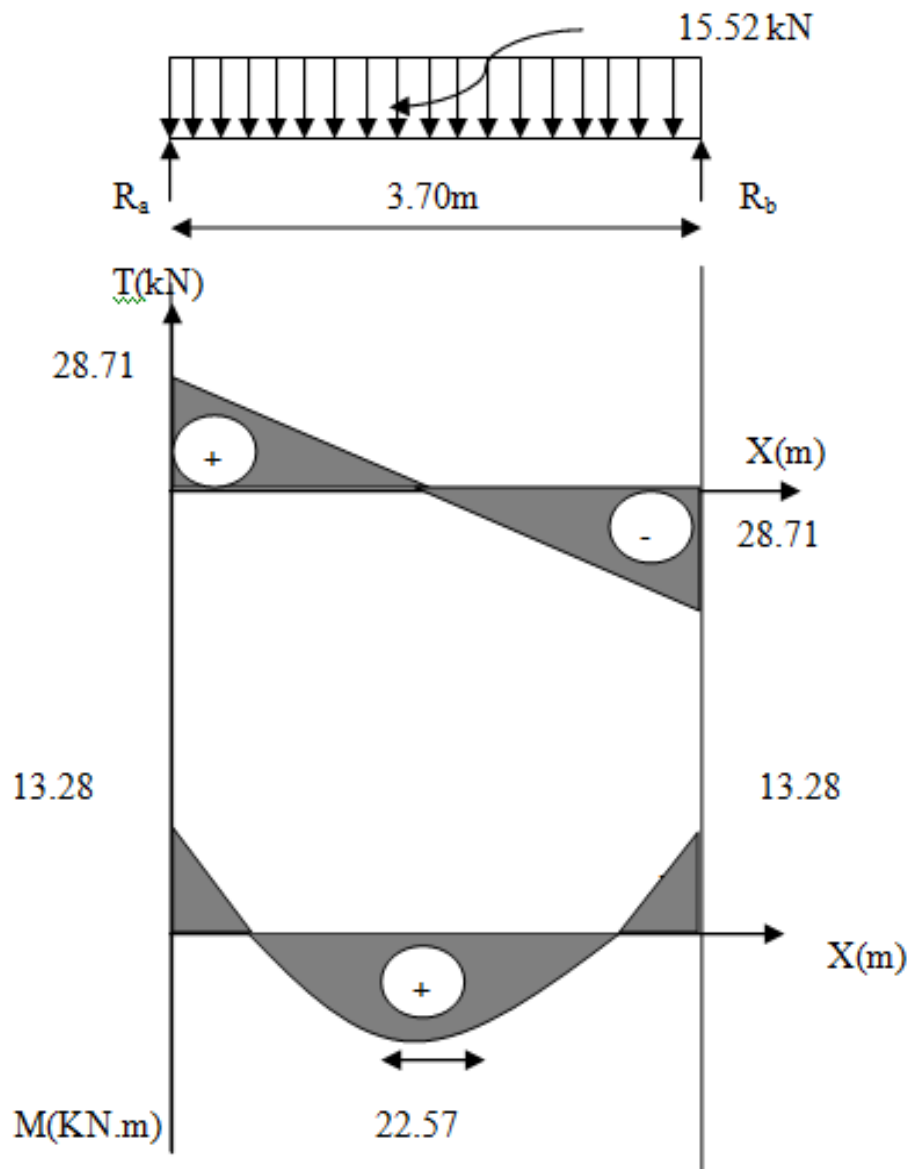


Figure : III.7.3. Diagramme des efforts internes à l'ELU :



### III-7.3.1) Calcul des armatures :

Soit un enrobage :  $c = 3 \text{ cm}$  d'où :  $d = 32 \text{ cm}$

En travée et aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	$M_u$ (KNm)	$\mu_b$	B	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
Appuis	13.28	0,030	0.985	1.20	3 HA 10 = 2.35
Travée	22.57	0,052	0.973	2.08	3 HA 12 = 3.93

### 5) Armatures transversales : BAEL 91

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = \min(10; 10; 30) = 10 \text{ mm}$$

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

On adoptera comme armatures transversales un cadre et un étrier

$$A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

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

**Zone nodale :**

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

$$S_t = 9 \text{ cm}$$

**Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h_t}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

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

### III-7-5-Vérifications à effectuer à l'ELU : selon le BAEL 91

#### 1) Condition de non fragilité :

$$A \geq A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,16 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

⇒ Condition vérifiée.

$$A_t = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

⇒ Condition vérifiée.

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

Il faut que :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{30.03 \times 10^3}{300 \times 320} = 0,312 MPa$$

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

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

**Dans le béton :**

$$V_{\max} \leq 0,267.0,9.b.d.f_{c28} = 576.7 KN \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Les aciers :**

$$A_a = 2.35 cm^2, \quad M_u^a = -13.28 KNm$$

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

$$\frac{1,15}{400} (30.03 - \frac{13.28}{0,9 \times 32}) = 0,077$$

Donc la condition est vérifiée.

**III-7-5-Vérifications à effectuer à l'ELS :** selon le **BAEL 91**

Il faut rappeler que :  $q_s = 11.44 KN / ml$

- les réactions d'appuis :  $R_A = R_B = \frac{11.44 \times 3.9}{2} = 21.16 KN$

- le moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = 19.58 KNm$

- les moments après correction :

- en travée :  $M_t = 0,85 M_0 = 16.64 KNm$

- aux appuis :  $M_a = -0,5.M_0 = -9.78 KNm$

**1) Vérification de la flèche :**

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{370} = 0,0946 \geq 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_s^t}{M_0} = \frac{16.64}{10 \times 19.58} = 0,085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.93}{30 \times 32} = 0,0041 < 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

## 2) Vérification des contraintes :

**Les aciers :** la fissuration est peu nuisible, aucune vérification à faire pour les aciers.

**Le béton :** à l'état limite ultime de compression du béton, il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

Avec :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}, \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$

- **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.35}{30 \times 32} = 0.245$$

Du tableau, on aura :  $\beta_1 = 0,935, \quad k_1 = 61.92$

$$\sigma_s = \frac{10.8 \times 10^3}{0,935 \times 32 \times 1,51} = 239 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{239}{61.92} = 3,85 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.93}{30 \times 32} = 0.409$$

Du tableau, on aura :  $\beta_1 = 0,921, \quad k_1 = 48.29$

$$\sigma_s = \frac{24.89 \times 10^3}{0,921 \times 32 \times 2,35} = 359.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{359.4}{48.29} = 7.45 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

# Chapitre : IV

## Modélisation avec ETABS

### Introduction

Les forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

#### IV.1. Logiciel utilisé pour la modélisation

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique. **ETABS** (*Extended Three Dimensions Analysis Building Systems*) est un logiciel de calcul et de conception conçu pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Dans notre projet on a utilisé la version ETABS v9.0.6.

#### IV.2. Historique

ETABS a été élaboré aux Etats-Unis d'Amérique par la compagnie 'computers and structures Inc. Berkeley, Californie', sa première version date de l'année 1984, il a subi plusieurs améliorations, la version considérée dans ce mémoire est récente, elle date de l'an 2009, désigné par ETABS Non linear 9.6.0. réf [1]. Les premières versions d'ETABS ont utilisé des techniques d'analyse de structure et de dimensionnement des éléments conformes aux règlements américains (UBC, ACI, etc.), et des améliorations sont apportées au fur et à mesure. Parmi elles, le manuel du logiciel parle d'intégration de plusieurs techniques d'analyse et de divers règlements à travers le monde.

#### IV.3. Description du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme ; il permet aussi:

- La modélisation de tous types de bâtiments.
- La prise en compte des propriétés des matériaux.
- L'analyse des effets dynamique et statique.
- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc.
- Le transfert de données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000).

### Rappel :(terminologie):

- ⇒ Grid line : ligne de grille
- ⇒ Joints : nœuds
- ⇒ Frame : portique (cadre)
- ⇒ Shell : voile
- ⇒ Elément : élément
- ⇒ Restreints : degrés de liberté(D.D.L)
- ⇒ Loads : charge
- ⇒ UniformedLoads : point d'application de la charge
- ⇒ Define : définir
- ⇒ Materials : matériaux
- ⇒ Concrete : béton
- ⇒ Steel : acier
- ⇒ Frame section : coffrage
- ⇒ Column : poteau
- ⇒ Beam : poutre

### IV.4. Etapes de modélisation

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- a) Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
- b) Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- c) Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- d) Définition des charges statiques (G, Q).
- e) Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- f) Définition de la charge sismique E.
- g) Chargement des éléments.
- h) Introduction des combinaisons d'actions.
- i) Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

#### a. Introduction de la géométrie de l'ouvrage

- ✓ **Choix des unités** : c'est la première étape qui vient juste après le lancement ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **KN.m**

#### b. Géométrie de base :

On clique sur :

***File ⇒ new model ⇒ No ⇒ Custom grid spacing ⇒ STORY DATA***

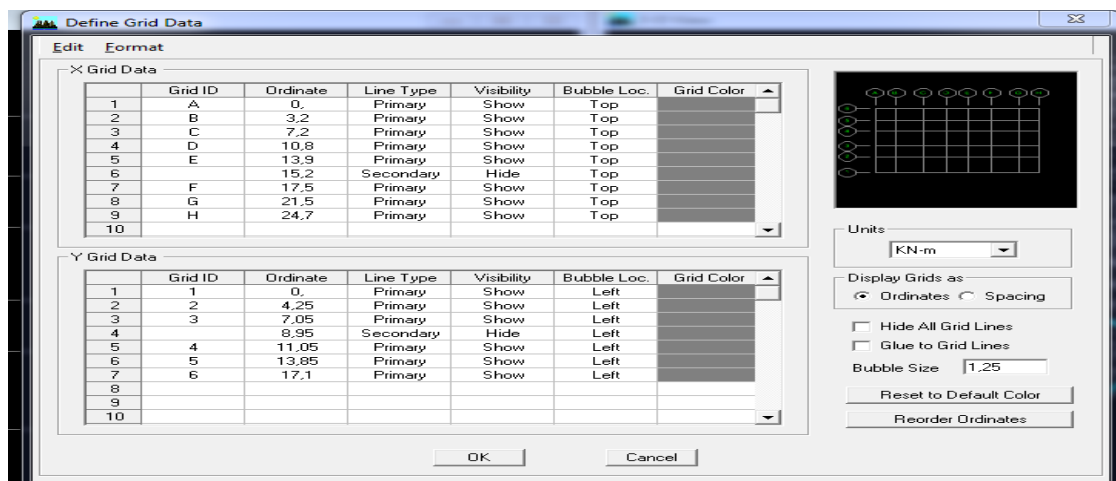
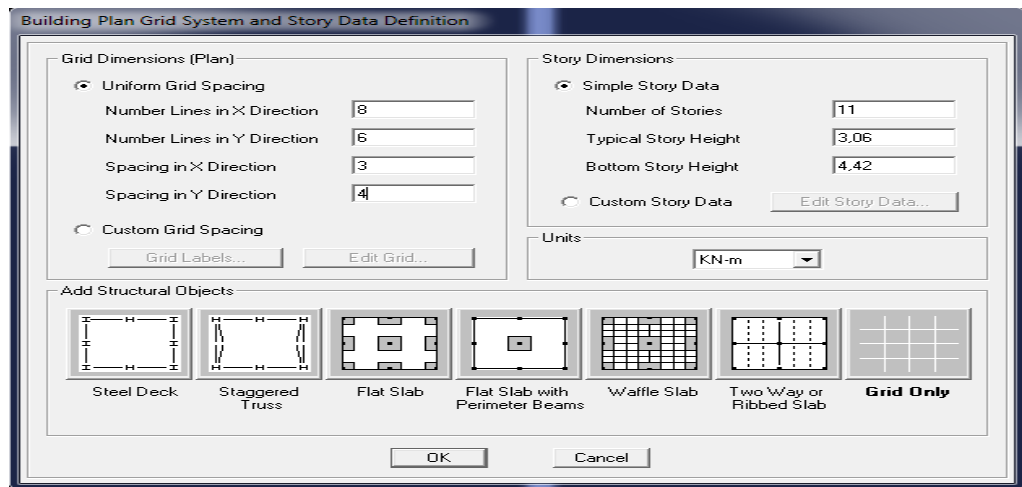
Cette opération permet d'introduire :

- ✓ Le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y.
- ✓ Le nombre de travée dans les deux sens X et Y.
- ✓ Les hauteurs de différents étages.
- ✓ Les longueurs de travées.

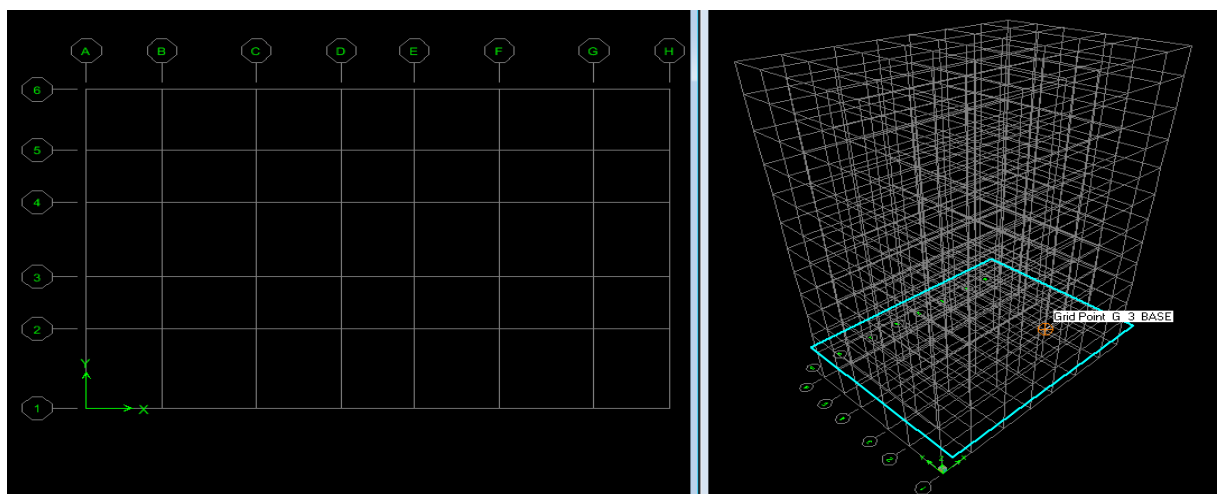
## Chapitre IV :.....Modélisation de la structure avec logiciel d'ETABS

**NB :**

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.



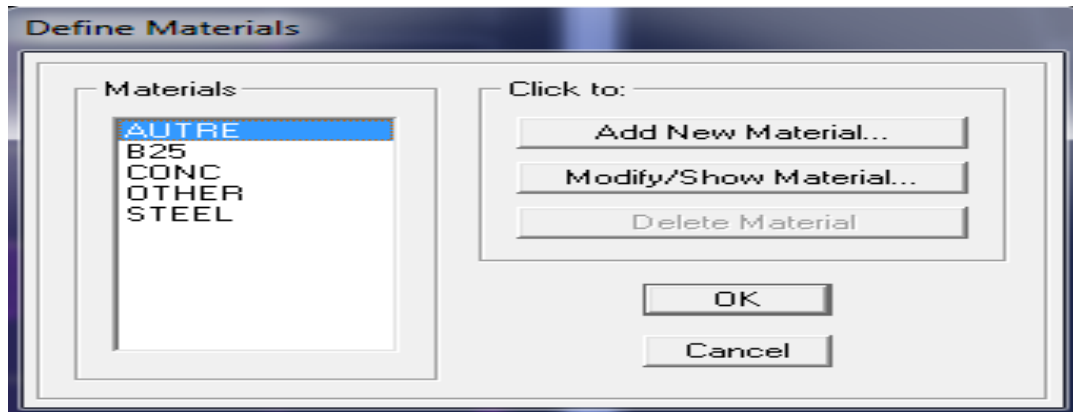
Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.



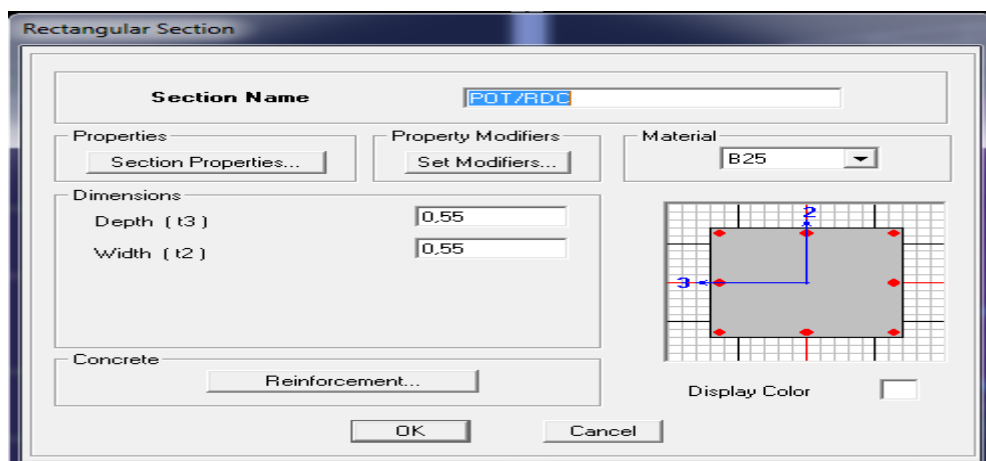
### c. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autre) on clique sur :

**Define ⇒ Material Properties ⇒ Conc ⇒ Modify/Show Material**



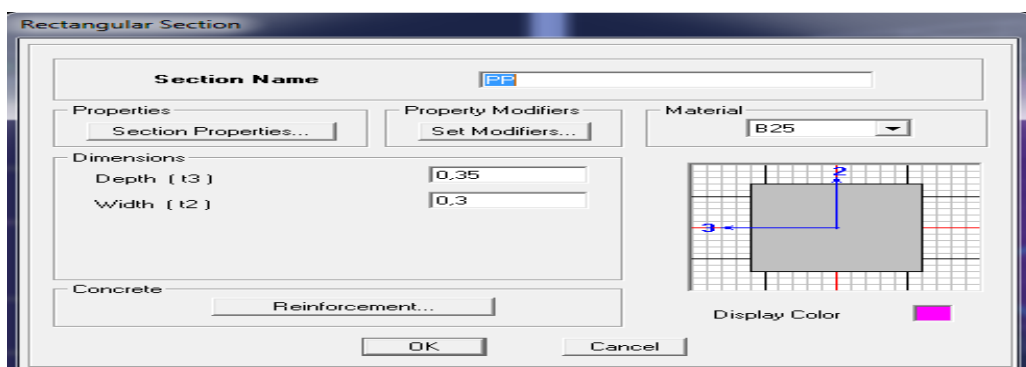
Dans la boîte dialogue qui apparait on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.



### d) Spécification des propriétés géométriques des éléments

La troisième étape consiste à affecter les propriétés géométriques des éléments. On commence par les poutres principales (PP) puis les secondaires (PS) et ceci de la manière suivante :

**Define ⇒ Frame Sections ⇒ ADD Rectangular**



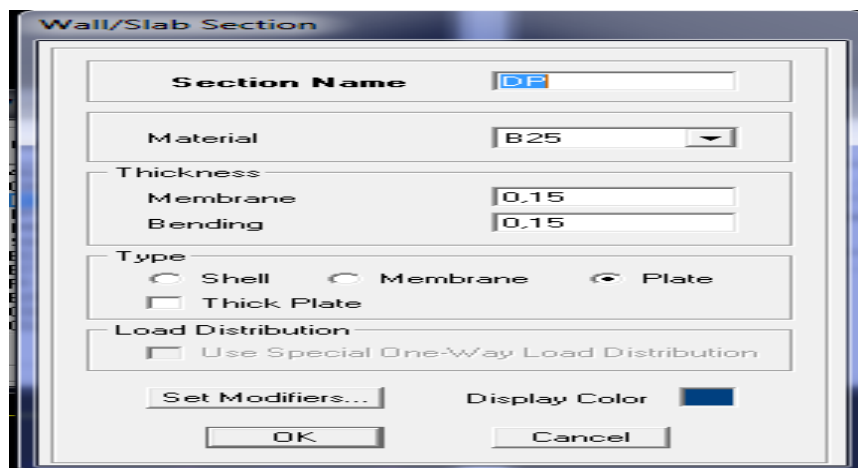


## Chapitre IV :.....Modélisation de la structure avec logiciel d'ETABS

On procède de la même manière pour les poteaux.

Après avoir fini la modélisation des éléments barres (poteaux et poutres), on passe aux éléments plaques : planchers, dalles pleines (DP) et voiles, on commence par définir leurs caractéristiques géométriques, on clique :

**Define ⇒ Area Sections ⇒ Add New Section**



Puis on définit leurs propriétés :

### ◆ Dessin des éléments de la structure

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :



#### ◆ Pour les poteaux :

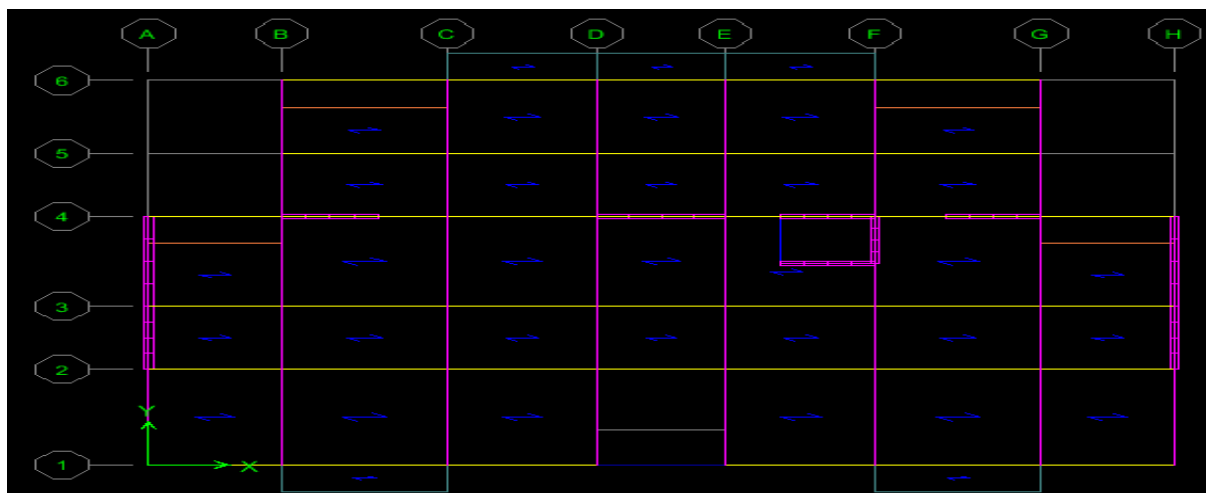
On clique sur le bouton




Une fenêtre s'affiche (*properties of Object*) ⇒ *None* on choisit le nom de la section (pot 30 30 par exemple) on valide.

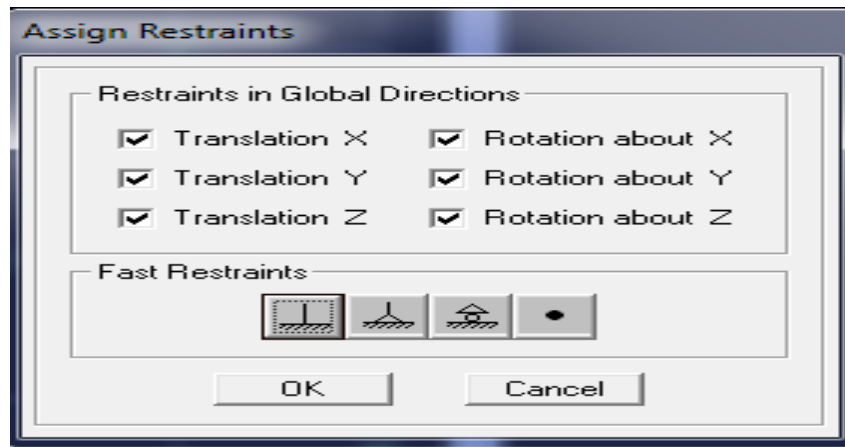
#### ◆ Pour la poutre et les voiles :

De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur le bouton  pour les poutres et sur  Pour les voiles ; on obtient la structure suivantes :



## Chapitre IV :.....Modélisation de la structure avec logiciel d'ETABS

Après avoir dessiné la structure, on doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On sélectionne tout et on clique sur le bouton  la fenêtre ci-après s'affichera :



On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

♦ **Masse source**  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$  (formule 4-5 RPA 99).

$W_i$  : poids total de la structure.

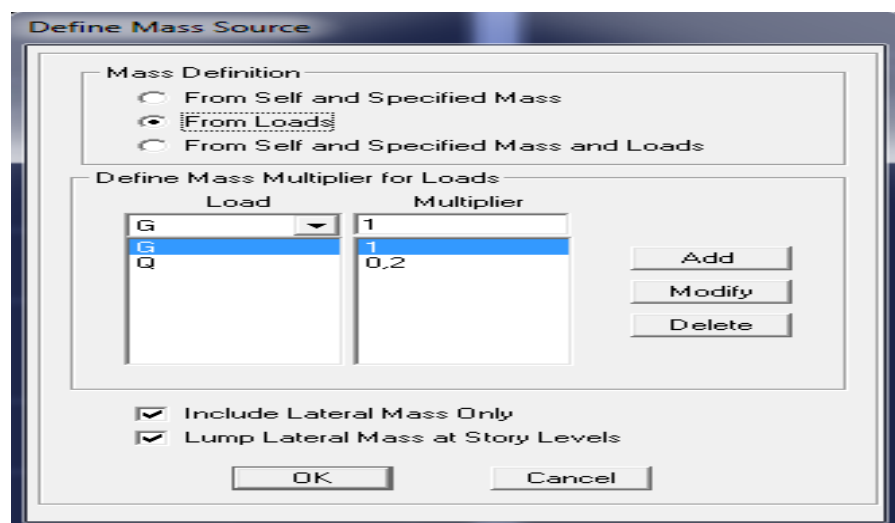
$W_{Gi}$  : poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaire de la structure.

$W_{Qi}$  : charge d'exploitation.

$\beta$  : coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau du 4.5 RPA99 modifier 2003 (on le prend pour notre cas égal à 0,2 (bâtiment d'habitation)).

L'inertie massique est déterminée automatiquement par ETABS

**Define⇒Masse Source⇒From Loads.**

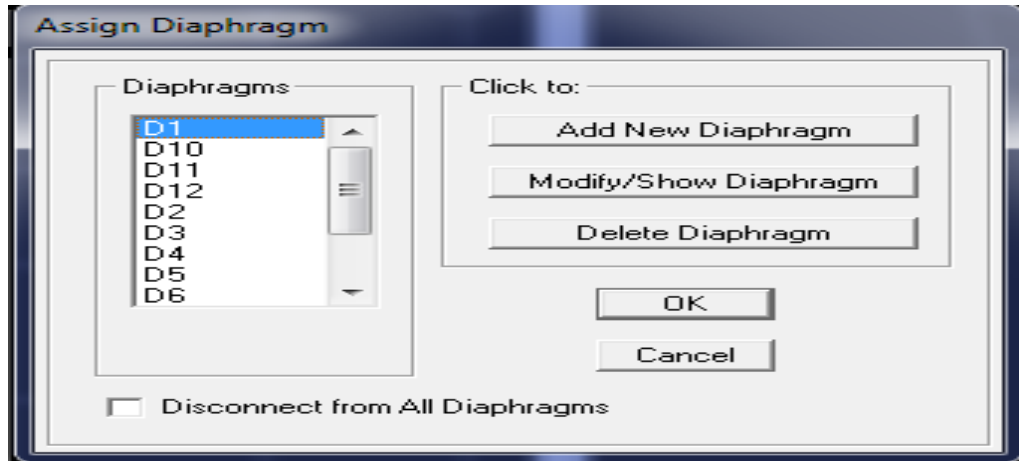


## Chapitre IV :.....Modélisation de la structure avec logiciel d'ETABS

- ♦ **Diaphragme** : les masses des planchers sont supposées concertées en leurs centres de masse. Eux qui sont désignées par la notation de <<Nœuds Maitre>>.

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS.

On sélectionne le premier étage : **Assign** ⇒ **Joint/Point** ⇒ **Diaphragmas** ⇒ **D1** ⇒ **OK**.



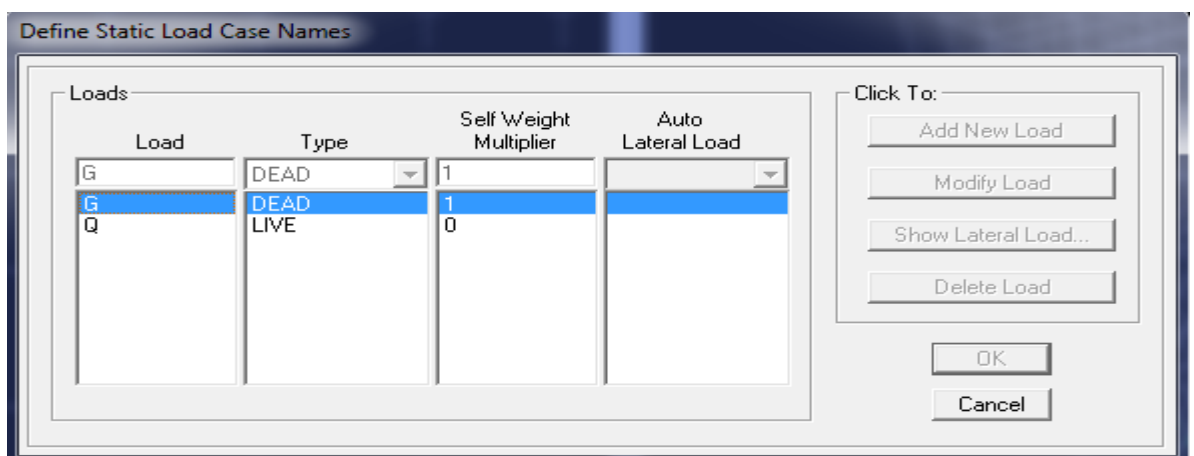
Le deuxième étage **Assign**⇒ **Joint/Point** ⇒ **Diaphragms**⇒ **Add**

**New Diaphragme**⇒ **D2** ⇒ **OK**.

On suit la même procédure pour les autres étages.

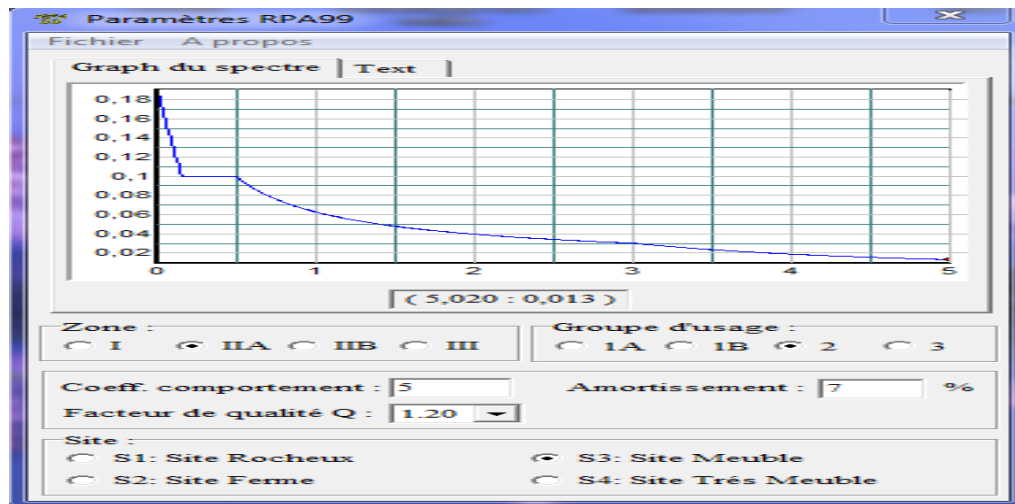
### e.Définition des charges statiques (G, Q)

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des charges d'exploitations (Q) pour les définir on clique su



r : **Define**⇒**StaticLoad Cases**.

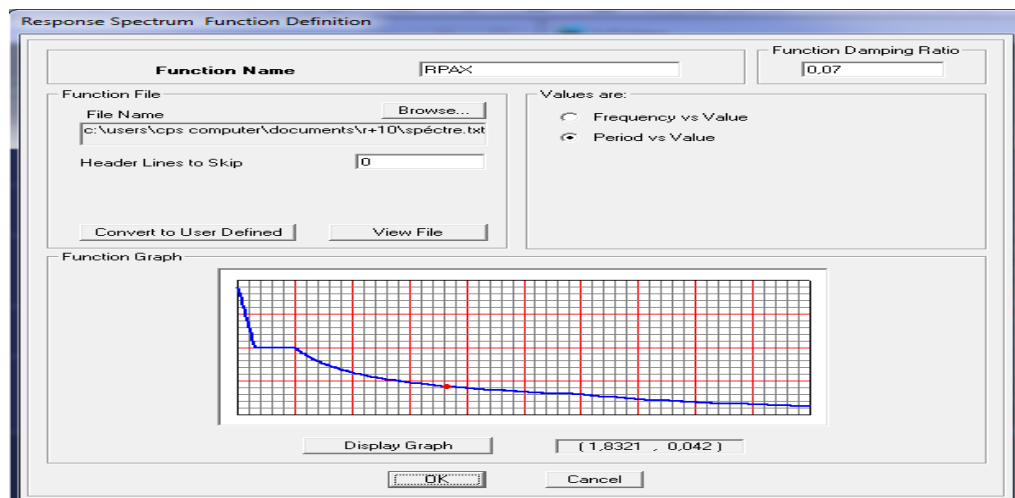
**Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA/99 version 2003 :**



Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse. Il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propre T.

On trouve le RPA après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur **Text⇒ Enregistrer**

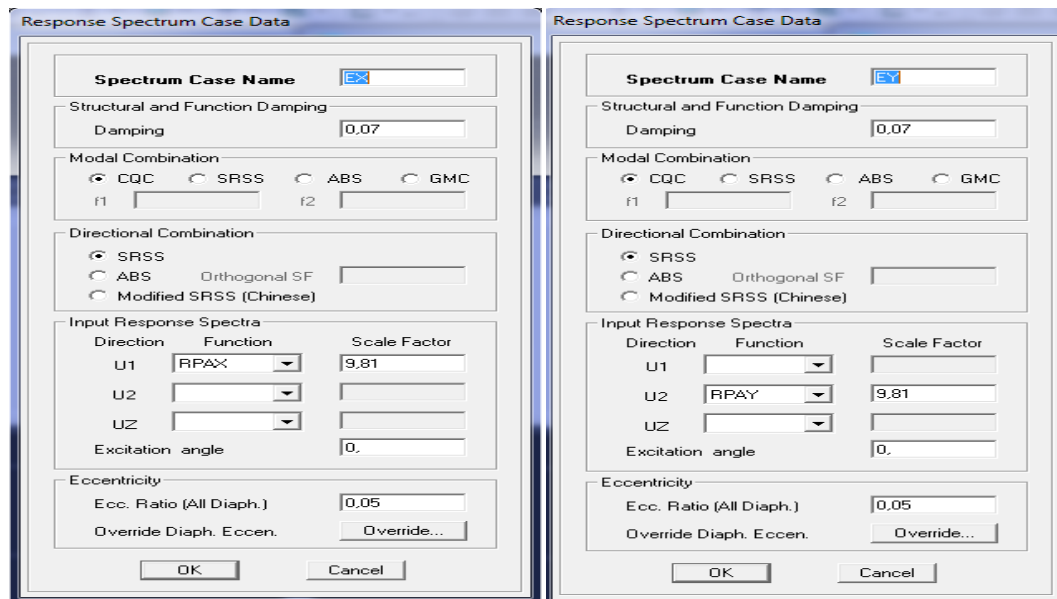
Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :  
**Define⇒responsespectrum⇒function spectre from file.**



### g. Définition de la charge sismique E :

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur :

**Define⇒Response Spectrum Cases ⇒Add New Spectrum.**



## h. Chargement des éléments

On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur : **assign⇒ areas load⇒uniform.**

## i. Introduction des combinaisons d'actions

### ❖ Combinaisons aux états limites

ELU 1,35 G+1,5 Q.

ELS G+Q.

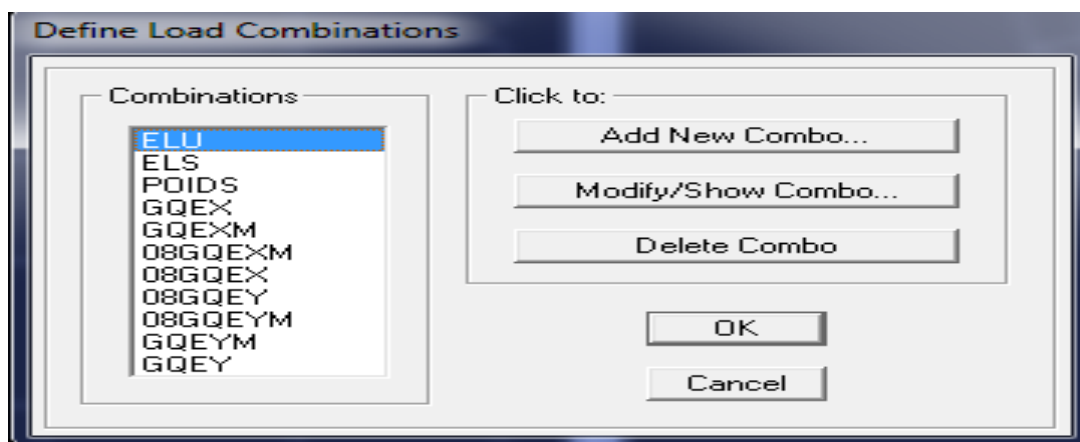
### ❖ Combinaisons accidentelle du RPA

GQE : G+Q ± E.

08 GE : 0,8G ± E

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

**Define⇒Loads Combinations⇒Add New Combo.**



**Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats**

❖ **Lancement de l'analyse**

Pour lancer l'analyse de la structure : on se positionne sur : **Analyze⇒RunAnalysis**

❖ **Visualisation des résultats**

**Déformée de la structure** : on clique sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne l'une des combinaisons de charge introduites.

**Diagramme des efforts internes** : on se positionne sur un plancher, on clique sur **Display** et on sélectionne **Show Member Forces/Stresses Diagramme**

**Déplacement** : pour extraire les déplacements on sélectionne tout le plancher du niveau considéré on appuis sur **Show Tables** puis on coche **Displacement**.

*Effort tranchant et moment dues aux charges sismiques à la base*

**Show Tables ⇒ Base Reactions ⇒ Select Cases/Comb ⇒ E.**

# Chapitre V : vérifications de RPA

**V.I. Introduction :**

Plusieurs programmes de calcul automatique sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et de le contrôler en un temps réduit.

Pour notre projet, on utilise le logiciel de calcul **ETABS**.

**V.2. Description de l'ETABS (Extended three dimension analyses bulding systeme)**

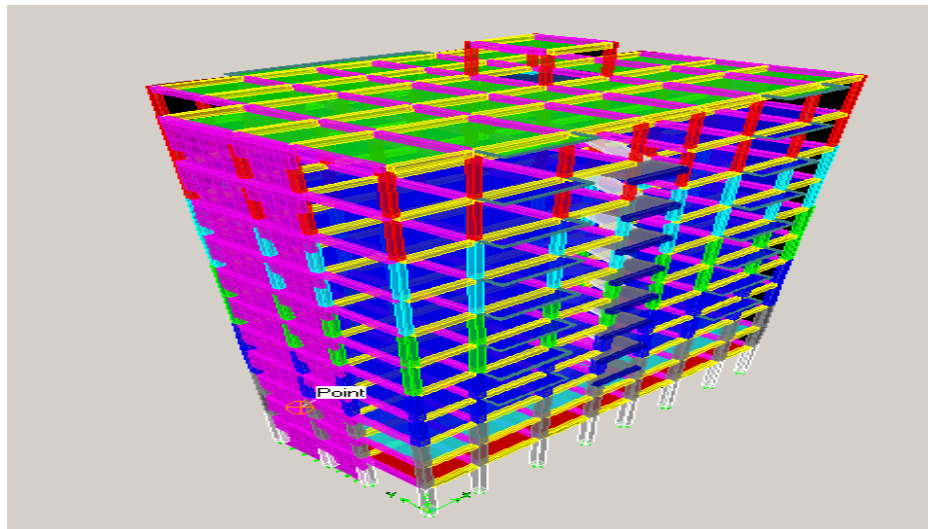
L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil.

L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

**V.3. Etapes de modélisation :**

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1- Introduction de la géométrie du modèle.
- 2- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...).
- 4- Définition des charges (G, Q)
- 5- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- 6- Définition du séisme.
- 7- Introduction des combinaisons d'actions.
- 8- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
- 9- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- 10- Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.



**Figure V-1- Vue en trois dimensions de la structure**



Le calcul des efforts horizontaux peut être mené suivant trois méthodes :

- ❖ Par la méthode statique équivalente.
- ❖ Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- ❖ Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Le calcul des efforts verticaux se fait par les méthodes directes.

### V.4. Caractéristiques du spectre de réponse :

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d'après les règles du RPA99 version 2003(article 4.1.3).

#### V.4.1. Principe de la méthode :

Pour 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.

#### V.4.2. Définition de spectre de reponse :

Courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur

#### V.4.3. Caractéristiques du spectre de réponse :

Les caractéristiques du spectre de réponse sont les suivantes :

Caractéristiques	Désignation	Article du RPA
Le site	S2	Tableau 4.7
La zone	$\Pi_a$	Annexe 1
Le groupe d'usage	2	Article 3.2
Amortissement	7	Tableau 4.2
Facteur de qualité	1.2	Tableau 4.2.3
coefficient de comportement	5	Tableau 4.3

Tableau V-1- Caractéristiques du spectre de réponse

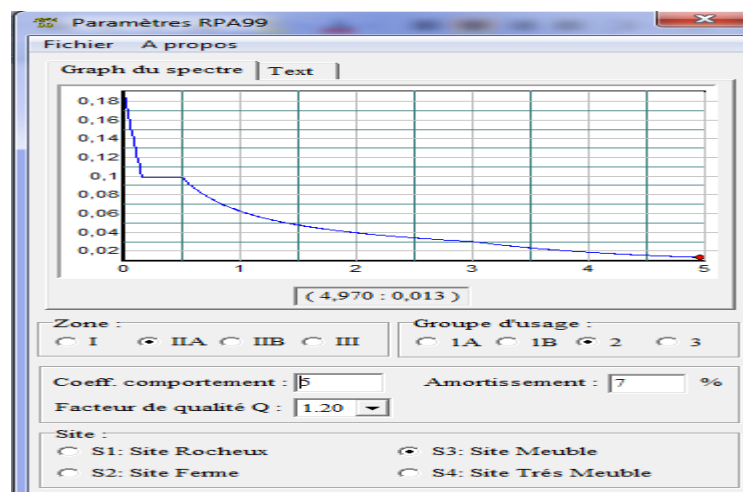


Figure V-2- Logiciel donnant les caractéristiques du spectre de réponse

### V.5. Etude de contreventement :

#### Les efforts verticaux repris par le système de contreventement

Effort repris par les Portiques = 83,13%

Effort repris par les voiles = 16,87%

#### Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement

##### Sens x – x :

Effort repris par les portiques = 47 %

Effort repris par les voiles = 53 %

##### Sens y – y :

Effort repris par les portiques = 25,9 %

Effort repris par les voiles = 74,1%

#### L'effort tranchant d'étage

Pourcentage des portiques = 33.6 %

Pourcentage des voiles = 66.4 %

#### Conclusion :

D'après le RPA 99 (art 3.4.4.a) les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc notre structure est contreventée par voiles

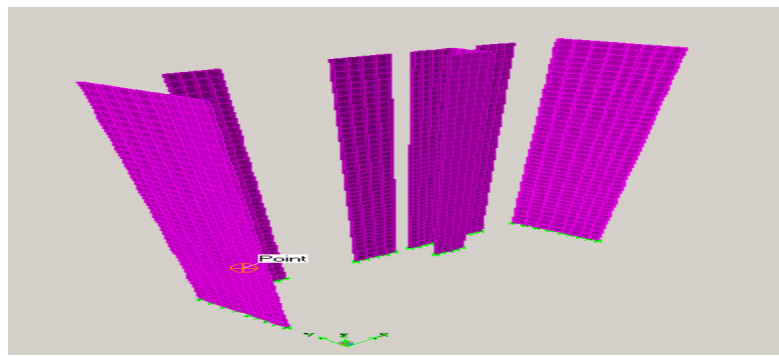


Figure V-3- Vue en 3D de la disposition des voiles

### V.6. Vérification des exigences du RPA :

#### V.6.1. La période : (Art4.2.4 /RPA99 version 2003) :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{(3/4)}$$

(Article 4-6 /RPA99, version 2003)

## Chapitre V : .....vérification de RPA

$h_N$  : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$C_T$  : Coefficient ; fonction du système de contreventement, du type de remplissage (Tableau 4-6/RPA99version 2003).

Dans le cas des portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie et le cas où le contreventement est assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie, on peut utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0.09h_N/\sqrt{D}$$

**D** : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	<u>0,909742</u>	72,1316	0	0	72,1316	0	0
2	0,754329	0,0029	67,0464	0	72,1345	67,0464	0
3	0,593212	1,4322	0,3353	0	73,5667	67,3817	0
4	0,277816	14,2583	0,0004	0	87,8251	67,3821	0
5	0,183899	0,0001	20,1688	0	87,8251	87,5509	0
6	0,140627	0,6185	0,0194	0	88,4436	87,5703	0
7	0,139043	4,9861	0,0085	0	93,4297	87,5788	0
8	0,120692	0,0004	0,4149	0	93,43	87,9938	0
9	0,117831	0,4827	0,005	0	93,9127	87,9988	0
10	0,111364	0,0386	0,005	0	93,9513	88,0039	0
11	0,084518	2,9823	0,0155	0	96,9336	88,0194	0
12	0,082128	0,0109	6,9935	0	96,9445	95,0129	0
13	0,062565	0,0015	0,0229	0	96,9461	95,0358	0
14	0,059392	1,5477	0	0	98,4938	95,0358	0
15	0,051475	0,0001	2,8844	0	98,4939	97,9203	0
16	0,045208	0,72	0,0006	0	99,2139	97,9209	0
17	0,039045	0,0241	0,0069	0	99,238	97,9278	0
18	0,038439	0,0001	0,0356	0	99,2381	97,9634	0
19	0,03784	0,0003	1,0039	0	99,2384	98,9673	0
20	0,036753	0,311	0,0014	0	99,5494	98,9687	0
21	0,036437	0,0349	0,0014	0	99,5843	98,9701	0
22	0,035145	0,0031	0,0352	0	99,5873	99,0053	0
23	0,034074	0,0024	0,0336	0	99,5898	99,0389	0
24	0,032917	0,0001	0,1216	0	99,5899	99,1605	0
25	0,03194	0,0002	0,0005	0	99,5901	99,161	0
26	0,031348	0,1536	0	0	99,7437	99,1611	0
27	0,030776	0	0,0135	0	99,7437	99,1745	0
28	0,029418	0,0001	0,3962	0	99,7438	99,5708	0
29	0,028989	0,0022	0,0019	0	99,746	99,5726	0
30	0,028696	0,0037	0,02	0	99,7497	99,5926	0
31	0,028313	0,0149	0,0035	0	99,7646	99,5961	0
32	0,027928	0,066	0,0006	0	99,8306	99,5967	0
33	0,027112	0,0042	0,0014	0	99,8348	99,5981	0

**Tableau V-2- Période et participation massique**

## Chapitre V : .....vérification de RPA

La période analytique est tirée du tableau donné par le logiciel ETABS :

$$T_{\text{analytique}} = 0,91 \text{ sec}$$

La première formule empirique donne :

$$T_{\text{empirique}} = 0,05 \times (35,02)^{\frac{3}{4}} = 0,72 \text{ sec}$$

$$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

### Pourcentage de 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 .(article 4.3.4 RPA99 version 2003)

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,909742	72,1316	0	0	72,1316	0	0
2	0,754329	0,0029	67,0464	0	72,1345	67,0464	0
3	0,593212	1,4322	0,3353	0	73,5667	67,3817	0
4	0,277816	14,2583	0,0004	0	87,8251	67,3821	0
5	0,183899	0,0001	20,1688	0	87,8251	87,5509	0
6	0,140627	0,6185	0,0194	0	88,4436	87,5703	0
7	0,139043	4,9861	0,0085	0	93,4297	87,5788	0
8	0,120692	0,0004	0,4149	0	93,43	87,9938	0
9	0,117831	0,4827	0,005	0	93,9127	87,9988	0
10	0,111364	0,0386	0,005	0	93,9513	88,0039	0
11	0,084518	2,9823	0,0155	0	96,9336	88,0194	0
12	0,082128	0,0109	6,9935	0	<b>96,9445</b>	<b>95,0129</b>	0
13	0,062565	0,0015	0,0229	0	96,9461	95,0358	0
14	0,059392	1,5477	0	0	98,4938	95,0358	0
15	0,051475	0,0001	2,8844	0	98,4939	97,9203	0
16	0,045208	0,72	0,0006	0	99,2139	97,9209	0
17	0,039045	0,0241	0,0069	0	99,238	97,9278	0
18	0,038439	0,0001	0,0356	0	99,2381	97,9634	0
19	0,03784	0,0003	1,0039	0	99,2384	98,9673	0
20	0,036753	0,311	0,0014	0	99,5494	98,9687	0
21	0,036437	0,0349	0,0014	0	99,5843	98,9701	0
22	0,035145	0,0031	0,0352	0	99,5873	99,0053	0
23	0,034074	0,0024	0,0336	0	99,5898	99,0389	0
24	0,032917	0,0001	0,1216	0	99,5899	99,1605	0
25	0,03194	0,0002	0,0005	0	99,5901	99,161	0
26	0,031348	0,1536	0	0	99,7437	99,1611	0
27	0,030776	0	0,0135	0	99,7437	99,1745	0
28	0,029418	0,0001	0,3962	0	99,7438	99,5708	0
29	0,028989	0,0022	0,0019	0	99,746	99,5726	0
30	0,028696	0,0037	0,02	0	99,7497	99,5926	0
31	0,028313	0,0149	0,0035	0	99,7646	99,5961	0
32	0,027928	0,066	0,0006	0	99,8306	99,5967	0
33	0,027112	0,0042	0,0014	0	99,8348	99,5981	0

**Tableau V-3- Participation massique**

## Chapitre V : .....vérification de RPA

Le mode fondamental est un mode de translation suivant X avec une mobilisation de masse de 72,13%, et translation suivant Y avec une mobilisation de masse de 67,05 %.

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment, d'où la condition du RPA est vérifiée.

### V.6.2. Déplacements relatifs :

D'après le RPA 99 (art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le RPA 99 (art 4-43) :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :: déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion) .

$R$  : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau " k " par rapport au niveau " k-1 " est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Suivant Ex :

Niveau	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_{k+1} - \delta_k$	$\delta_{relatif}$ (cm)	Condition
10	2.283	0.182	3.06	Vérifiée
9	2.101	0.199	3.06	Vérifiée
8	1.902	0.213	3.06	Vérifiée
7	1.689	0.23	3.06	Vérifiée
6	1.459	0.237	3.06	Vérifiée
5	1.222	0.244	3.06	Vérifiée
4	0.978	0.239	4.08	Vérifiée
3	0.739	0.231	3.06	Vérifiée
2	0.508	0.206	3.06	Vérifiée
1	0.302	0.171	3.06	Vérifiée
RDC	0.131	0.131	4.42	Vérifiée

Tableau V-4- Déplacements relatifs suivant Ex

Suivant Ey:

Niveau	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_{k+1} - \delta_k$	$\delta_{relatif}$ (cm)	Condition
10	1.852	0.204	3.06	
9	1.648	0.207	3.06	Vérifiée
8	1.441	0.208	3.06	Vérifiée
7	1.233	0.207	3.06	Vérifiée
6	1.026	0.200	3.06	Vérifiée
5	0.826	0.192	3.06	Vérifiée
4	0.634	0.176	4.08	Vérifiée
3	0.458	0.156	3.06	Vérifiée
2	0.302	0.130	3.06	Vérifiée
1	0.172	0.099	3.06	Vérifiée
RDC	0.073	0.073	4.42	Vérifiée

Tableau V-5- Déplacements relatifs suivant Ey

**Remarque :**

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors du calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement).

**V.6.3. Déplacement maximal :**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{max} \leq f = \frac{Ht}{500}$$

f : la flèche admissible.

Ht : la hauteur totale du bâtiment.

Suivant Ex :

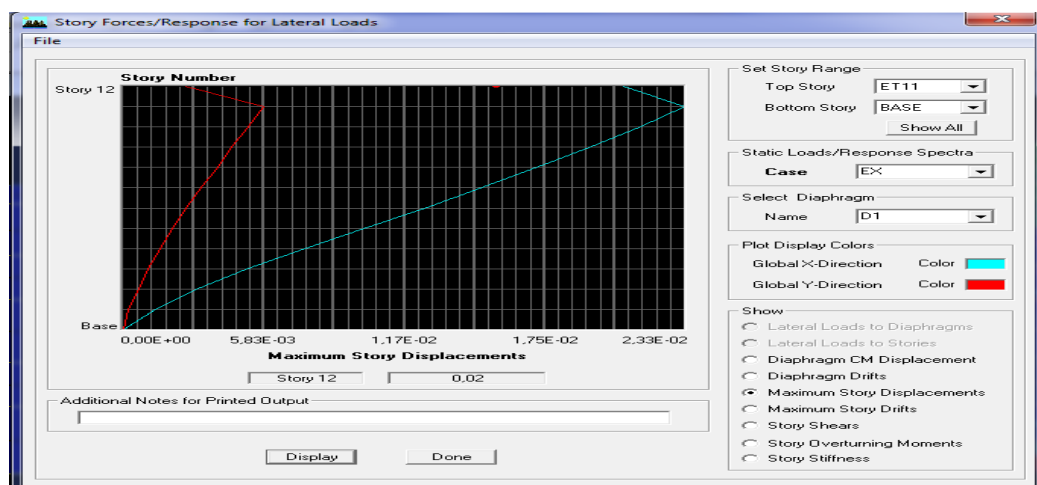


Figure V-4- Déplacement maximal dans le sens x-x

$$\delta_{\max} = 0,02\text{m} < f = ht/500 = 35,02/500 = 0,07\text{m} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Suivant Ey :

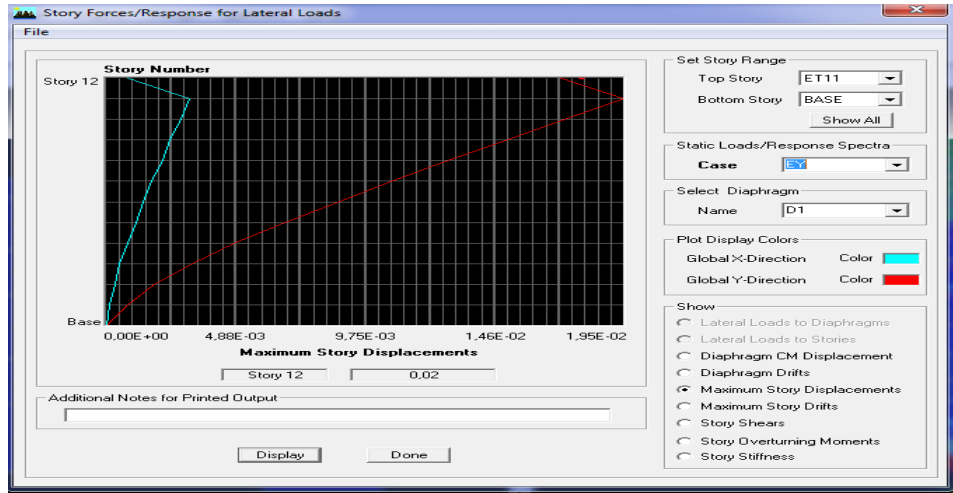


Figure V-5- Déplacement maximal dans le sens y-y

$$\delta_{\max} = 0,02\text{m} < f = ht/500 = 35,02/500 = 0,07\text{m} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### V.6.4. Vérification de l'effort tranchant à la base :( RPA 2003 ART 4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_D \leq 0.8 V_t$  ; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements ; moments ; ..... ) dans le rapport  $0.8V_t / V_D$

#### ❖ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T \quad \text{RPA 99 [formule 4-1]}$$

##### ▪ Calcul des coefficients A, D, R :

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : 2
- Zone sismique  $II_a$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) de RPA99, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure(T) :

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site qui est donnée par le tableau (Tab 4.7) de RPA99 :

Site ferme  $\rightarrow S_2 \Rightarrow T_2 = 0.4 \text{ sec}$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$\xi$  (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (Tab 4-2)

Le système de contreventement est mixte  $\Rightarrow \xi = 10\%$

D'où  $\Rightarrow \eta = 0.76 \geq 0.70 \rightarrow \text{vérifiée}$

-La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement type de remplissage donné par (Tab 4-6 du RPA99)

R : coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement donné par le (Tab 4-3).

Les valeurs d'A.D. R. Ct et T sont données dans le tableau suivant :

Paramètre	Valeur	Article du RPA
Coefficient de zone A	0.15	Tableau 4.1
Période caractéristique	0.4 secondes	Tableau 4.7
Coefficient Ct	0.05	Tableau 4.6
Facteur d'amplification D	1.1	formule 4.2
Coefficient de comportement R	5	Tableau 4.3

**Tableau V-6- Tableau donnant les valeurs de A, D, R, T, Ct**

▪ **Calcul du facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

**P<sub>q</sub>** : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** " est satisfait ou non".

D'où : **Q** = 1.1



## Chapitre V : .....vérification de RPA

Critère	Pq	
	Observé	Non observé
Régularité en plan	Non	0.05
Régularité en élévation	Non	0.05
Conditions minimales sur les fils	Non	0.05
de contreventement		
Redondance en plan	Non	0.05
Contrôle de la qualité des	Oui	/
matériaux et suivi de chantier:		

**Tableau V-7- Valeurs de pénalités Pq**

Du logiciel **ETABS** :

$$W_t = 46958.23 \text{ KN}$$

$$V_{st} = \frac{A.D.Q}{R} . W_T = V_{st} = \frac{0,15 . 1,1 . 1,2}{5} . 46958.23 = 1859.55 \text{ KN} = 185.96 \text{ t} .$$

$$V_{Stx} = V_{Sty} = 158.96 \text{ t}$$

$$V_x = 158.96 \times 0,8 = 148.76 \text{ t}$$

$$V_y = 158.96 \times 0,8 = 148.76 \text{ t}$$

$$V_{x \text{ dyn}} = 231.175 \geq 80\% V_x = 148.76 \text{ t} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{y \text{ dyn}} = 252.228 \geq 80\% V_y = 148.76 \text{ t} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

### V.6.5. Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale  $\pm 0.05 L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit :

$C_M$  : centre de masse

$C_R$  : centre de rigidité

### Suivant le sens x-x :

On doit vérifier que :

$$| C_M - C_R | \leq 5\% L$$

## Chapitre V : .....vérification de RPA

Story	Diaphragma	CM	CR	/CM-CR/	5%L	Condition
NIV 4.42	D1	12,307	12,821	0,514	1.25	Condition vérifiée
NIV 7.48	D2	12,298	12,788	0,49	1.25	Condition vérifiée
NIV 10.54	D3	12,306	12,775	0,469	1.25	Condition vérifiée
NIV 13.6	D4	12,289	12,777	0,488	1.25	Condition vérifiée
NIV16.66	D5	12,287	12,784	0,497	1.25	Condition vérifiée
NIV19.72	D6	12,286	12,794	0,508	1.25	Condition vérifiée
NIV22.78	D7	12,285	12,805	0,52	1.25	Condition vérifiée
NIV25.84	D8	12,284	12,816	0,532	1.25	Condition vérifiée
NIV28.9	D9	12,283	12,826	0,543	1.25	Condition vérifiée
NIV31.96	D10	12,286	12,837	0,551	1.25	Condition vérifiée
NIV35.02	D11	12,386	12,846	0,46	1.25	Condition vérifiée

**Tableau V-8- Excentricité suivant x-x**

### Suivant Y-Y :

On doit vérifier que :

$$|C_M - C_R| \leq 5\%L$$

Story	Diaphragme	CM	CR	/CM-CR/	5%L	Condition
NIV 4.42	D1	8,068	10,303	2,235	1.25	Condition vérifiée
NIV 7.48	D2	8,016	10,158	2,142	1.25	Condition vérifiée
NIV 10.54	D3	8,137	9,971	1,834	1.25	Condition vérifiée
NIV 13.6	D4	8,206	9,858	1,652	1.25	Condition vérifiée
NIV16.66	D5	8,205	9,79	1,585	1.25	Condition vérifiée
NIV19.72	D6	8,204	9,76	1,556	1.25	Condition vérifiée
NIV22.78	D7	8,202	9,744	1,542	1.25	Condition vérifiée
NIV25.84	D8	8,201	9,75	1,549	1.25	Condition vérifiée
NIV28.9	D9	8,2	9,765	1,565	1.25	Condition vérifiée
NIV31.96	D10	8,245	9,8	1,555	1.25	Condition vérifiée
NIV35.02	D11	8,137	9,852	1,715	1.25	Condition vérifiée

**Tableau V-9- Excentricité suivant y-y**

### V.6.6. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux:

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,3$$

Nd : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Nd=149.18 t

Bc : l'aire (section brute) de la section de béton.

f<sub>c28</sub> = la résistance caractéristique du béton.

$$\frac{1493 \cdot 18}{45 \times 45 \times 2.5} = 0,29 \leq 0,30 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### V.6.7.Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) 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 au déplacement « delta » ( $\Delta$ ).

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.1$$

Tel que :

- $\theta_k < 0.10$  : les effets de 2<sup>ème</sup> ordre sont négligés.
- $0.10 < \theta_k < 0.20$  : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à  $1/(1 - \theta_k)$ .
- $\theta_k > 0.20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées.

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau « K ».

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 ».

$h_k$  : hauteur de l'étage « K ».

**Sens x-x :**

Story	$P_k$ (KN)	$h_k$ (m)	$\Delta_{kx}$ (m)	$V_{kx}$ (m)	$\theta_{kx}$
SALLE	152,71	2,55	0.00145	26,69	0,00323247
TERASSE	4261,86	3,06	0.00182	459,32	0,00552109
ET9	8125,13	3,06	0.00199	789,48	0,00669341
ET8	12097,79	3,06	0.00213	1067,67	0,0078878
ET7	16070,46	3,06	0.0023	1309,07	0,00922673
ET6	20169,35	3,06	0.00237	1517,71	0,01029242
ET5	24268,24	3,06	0.00244	1702,3	0,01136678
ET 4	28510,18	3,06	0.00239	1866,97	0,01192733
ET 3	32752,13	3,06	0.00231	2011,21	0,01229384
ET 2	37026,27	3,06	0.00206	2124,82	0,01173033
ET 1	41330,55	3,06	0.00171	2210,27	0,01044885
RDC	46757,55	4,42	0.00131	2276,55	0,00608705

**Tableau V.10: Justification vis A vis de l'effet P-  $\Delta$  sens x-x.**

**Sens y-y :**

Story	$P_k$ (KN)	$h_k$ (m)	$\Delta_{ky}$ (m)	$V_{ky}$ (m)	$\theta_{ky}$
SALLE	152,71	2,55	0.00452	29,54	0,00916006
TERASSE	4261,86	3,06	0.00204	545,08	0,00521
ET 9	8125,13	3,06	0.00207	929,24	0,0059153
ET 8	12097,79	3,06	0.00208	1226,95	0,00670135
ET 7	16070,46	3,06	0.00207	1478,89	0,00735183
ET 6	20169,35	3,06	0.00200	1700,51	0,00775238
ET 5	24268,24	3,06	0.00192	1894,68	0,00803764
ET 4	28510,18	3,06	0.00176	2062,42	0,00795119
ET 3	32752,13	3,06	0.00156	2206,02	0,0075699
ET 2	37026,27	3,06	0.00130	2324,64	0,0067661
ET 1	41330,55	3,06	0.0099	2422,37	0,00551909
RDC	46757,55	4,42	0.0073	2507,24	0,00307977

**Tableau V.11: Justification vis A vis de l'effet P-  $\Delta$  sens y-y.**

**Conclusion :**

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- La période est vérifiée.
  - Le pourcentage de participation massique est vérifié.
  - Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
  - L'effort tranchant à la base est vérifié.
  - L'excentricité est vérifiée.
  - L'effet p-delta est vérifiée
- Nous pouvons passer à la détermination des efforts internes et le ferrailage de la structure.

# Chapitre VI :

## ferraillage des éléments

## Introduction :

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage. Ils contiennent : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles.

## 1. Ferrailage des poteaux :

### VI.1.Introduction :

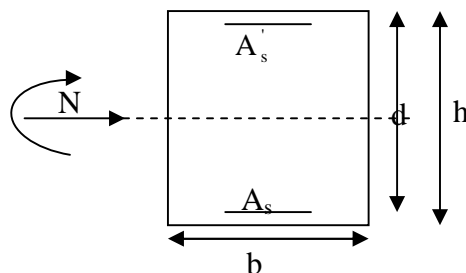
Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal). En précédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- |                  |                      |                              |
|------------------|----------------------|------------------------------|
| • $1,35G+1,5Q$   | → à l'ELU.           | } <b>RPA99 (Article 5.2)</b> |
| • $G+Q$          | → à l'ELS.           |                              |
| • $G+Q \pm E$    | → RPA99 révisé 2003. |                              |
| • $0,8G+Q \pm E$ | → RPA99 révisé 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.



**Figure : VI.1.1. La convention de signe des efforts internes dans les poteaux**

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).
- Section entièrement tendue (SET).

### VI.1.2. Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :

#### A. Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.2)

Les armatures longitudinales doivent être en H.A, droites et sans crochets.

Le pourcentage minimal d'armatures sera  $0,8\% \times b \times h$  (en zone II).

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- **Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de  $0.8\% \times bh$  (en zone II)**

Poteaux (50 × 50) :  $A_{\min} = 0,008 \times 50 \times 50 = 20,00 \text{ cm}^2$

Poteaux (45 × 45) :  $A_{\min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,20 \text{ cm}^2$

Poteaux (40 × 40) :  $A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,80 \text{ cm}^2$

Poteaux (35 × 35) :  $A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,80 \text{ cm}^2$

- **Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de  $6\% \times bh$  (en zone II)**

Poteaux (50 × 50) :  $A_{\max} = 0,06 \times 50 \times 50 = 150,00 \text{ cm}^2$

Poteaux (45 × 45) :  $A_{\max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,50 \text{ cm}^2$

Poteaux (40 × 40) :  $A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,80 \text{ cm}^2$

Poteaux (35 × 35) :  $A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,50 \text{ cm}^2$

- **Le pourcentage maximal en zone courante sera  $4\% \times bh$  (en zone II)**

Poteaux (50 × 50) :  $A_{\max} = 0,04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$

Poteaux (45 × 45) :  $A_{\max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

Poteaux (40 × 40) :  $A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,80 \text{ cm}^2$

Poteaux (35 × 35) :  $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

- Le diamètre minimal est de 12mm
- La longueur maximale de recouvrement  $L_R = 50 \Phi_L^{\min}$  en zone II
- La distance entre les barres longitudinales dont une face ne doit pas dépasser 25cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être, à l'extérieur des zones nodales.

### **B. Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Le diamètre  $\Phi_t$  des armatures transversales doit être égal au moins à ;

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \Phi_L^{\max}.$$

Avec  $\Phi_L$  : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

- L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :

$$S_t \leq \min \{ 15 \Phi_L^{\min}, 40 \text{ cm}, (a + 10) \text{ cm} \} \quad (\text{BAEL 91 Art 8.1.3})$$

Avec :

a : est la petite dimension transversale des poteaux.

**D'après le RPA 99révisée 2003 :**

$$S_t \leq \min \{ 10 \Phi_L^{\min}, 15 \text{ cm} \} \quad \text{En zone nodale.}$$

$$S_t \leq 15 \Phi_L^{\min} \quad \text{En zone courante}$$

### Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales
- Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad (\text{RPA99 révisée 2003/Art7.4.2.2})$$

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_t$  : hauteur totale de la section.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant. il est pris égal à :

$A_t$  : armatures transversales.

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

Avec :  $\lambda_g$  élancement géométrique.

### ▪ Calcul d'élancement :(élancement géométrique)

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$

**a** et **b** : dimension de la section du poteau dans la direction de la déformation considérée.

$L_f$  : longueur de flambement.

### • Quantité d'armatures transversales minimale : (RPA99 révisé 2003/Art7.4.22)

$\frac{A_t}{bS_t}$  En % est donné comme suite :

Si  $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$  .

Si  $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$  .

Si  $3 < \lambda_g < 5$  interpoler entre les valeurs précédentes

### VI.1.3. Calcul des armatures à l'ELU :

#### A. Les armatures longitudinales :

#### Exposé de la méthode de calcul :

Pour la Détermination des armatures longitudinales 2 cas peuvent représenter :

La section est partiellement comprimée si « N » et « M » vérifié la relation :

$$(d - c') N_u - M_f \leq \left( 0,337 - 0,81 \frac{C'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$



• Section partiellement comprimée (SPC) :

a. Calcul de centre de pression  $e = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée Si Le centre « C » se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

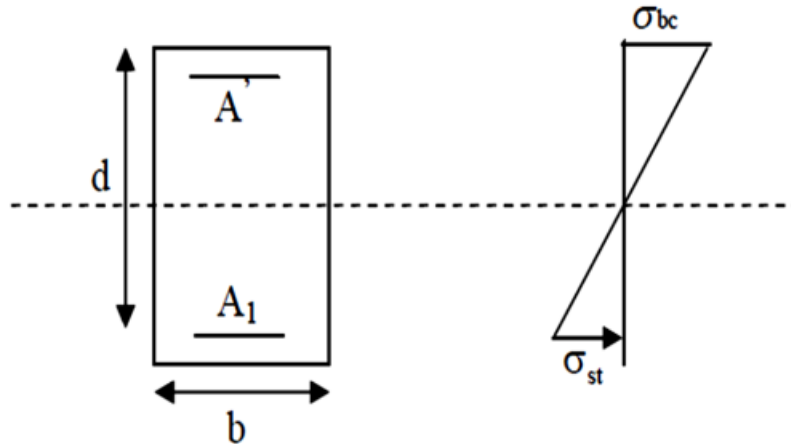


Figure VI.1.2 : Section de ferraillage

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left( \frac{h}{2} - C \right)$$

Si le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures, l'effort Normale est un effort de compression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C .$$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} .$$

Avec :

$M_f$  : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = N_u \times g = N_u \left( \frac{h}{2} - c + e \right) = M_U + N_U \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

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

$\gamma_b = 1,5$  et  $\theta = 1$  Pour fissuration durable

$\gamma_b = 1,15$  et  $\theta = 0,85$  Pour fissuration accidentelle

$N_u$  : Effort de compression.

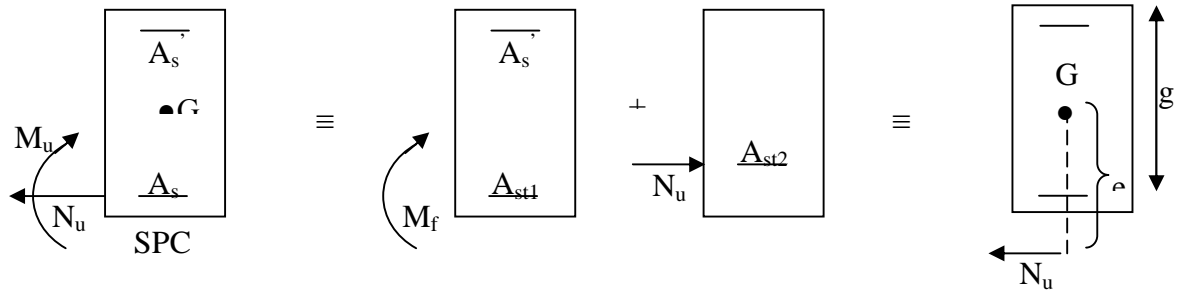


Figure VI.1.3 : Section partiellement comprimée (S.P.C).

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

1<sup>er</sup> cas :

$\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$  la Section est simplement armée (SSA).

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\gamma_s} \quad \text{Si l'effort est négatif.}$$

2<sup>ème</sup> cas :

$\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$  la Section est doublement armée (SDA).

On calcul:

$$M_1 = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_1$$

$M_1$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta_l d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est  $A'_s = A'$ ,  $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$ .

• Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u (d - c') - M_f > \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}.$$

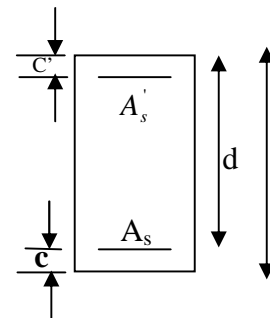


Figure VI.1.4 : Section de ferrailage

• Deux cas peuvent se présenter :

**1<sup>er</sup> cas :**

Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

h

$$N(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s' > 0 \text{ et } A_s' > 0.$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{M_f (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}.$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A_s'$$

**2<sup>ème</sup> cas :**

Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 < N_u (d - c') < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s' > 0 \text{ et } A_s' = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0.$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,351 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}.$$

**VI.1.4. Vérifications à l'ELS :**

Dans le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier :

➤ Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

➤ Etat limite de compression du béton (contraintes dans le béton) :

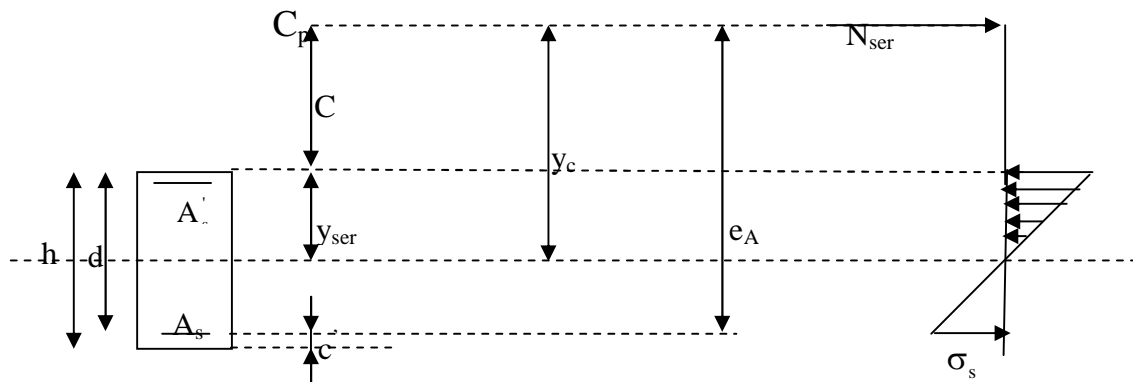
$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\rightarrow \text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section entièrement comprimée.}$$

$$\rightarrow \text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

**A. Section partiellement comprimée :**



**Figure : VI.1.5 Position de centre de pression.**

$y_c$  : est la distance de l'axe neutre au centre de pression  $C_p$  comportée positivement avec effort normal  $N_{ser}$  de compression.

$C$  : distance de centre de pression ( $c$ ) à la fibre la plus comprimée

$$C = d - e_A$$

Avec :  $e_A$  : a le signe de  $N_{ser}$ .

Si  $N_{ser} < 0 \Rightarrow$  quelque soit la position du centre de pression à l'intérieur ou à l'extérieur de la section.

Si  $N_{ser} > 0 \Rightarrow \begin{cases} c < 0 \text{ si } e_A > d & (C_p \text{ à l'extérieur de la section voir fig ci dessus}). \\ c > 0 \text{ si } e_A < d & (C_p \text{ à l'intérieur de la section voir fig ci dessus}). \end{cases}$

On pose  $y_{ser} = y_c + C_p$  ,  $0 \leq y_{ser} \leq d$

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left( d - \frac{h}{2} \right).$$

En écrivant le bilan des efforts appliquées à la section on montre que «  $y_c$  » est solution de :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3C^2 - \frac{90A'_s(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - C_p)$$

$$q = -2C^3 - \frac{90A'_s(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - C_p)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul  $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$ .

Si  $\Delta < 0 \Rightarrow$  on calcul alors :  $\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}$ . puis  $a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

$$1) y_c = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} \right).$$

$$2) y_c = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 120 \right).$$

$$3) y_c = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 240 \right)$$

Si  $\Delta > 0 \Rightarrow$  alors il faut calculer

$$t = 0,5 \left( \sqrt{\Delta} - a \right)$$

$$z = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow Y_c = z - \frac{p}{3 \times z}.$$

• **Calcul des contraintes :**

Hypothèse caractéristique à l'ELS :

**H<sub>1</sub>** : les sections droites restent planes après déformation, pas de glissement relatif entre l'acier et le béton

**H<sub>2</sub>** : le béton tendu est négligé.

**H<sub>3</sub>** : les matériaux restent dans leur domaine élastique.

$$\varepsilon_{bc} = E_b \varepsilon_s, \quad \varepsilon_{st} = E_s \varepsilon_s$$

D'après le BAEL 83, en particulier dans les règles CCBAG8, elles permettent d'appliquer

Du béton armé des formules de la résistance des matériaux établis pour des corps homogénéisé.

• **Le moment d'inertie de la section est donné par rapport à l'axe neutre :**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15 \left[ A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right]$$

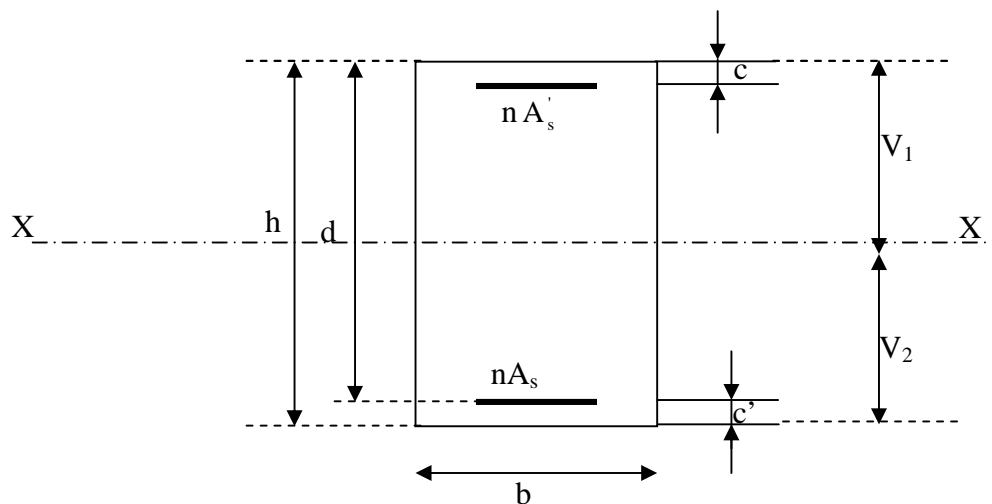


Figure : VI.1.6. Section homogénéisée de béton.

## Chapitre VI : .....Ferrailage des éléments

La section rendue homogène c à d la section obtenue en négligeant le béton tendu et en amplifiant quinze fois la section des armatures.

Nous avons alors :  $K = \frac{N_{ser} y_c}{I} = \tan \alpha$  (représente la pente K des diagrammes des contraintes).

Les contraintes valent  $\sigma_{bc} = Ky_{ser}$ ,  $\sigma_s = nK(d - y_{ser})$  avec  $n = 15$ .

Il faut vérifier  $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

La section est effectivement partiellement comprimée si  $\sigma_b \geq 0$  si non on recommence le calcul avec la section entièrement comprimée.

### B. Section entièrement comprimée :

➤ La section total homogène est :  $S = bh + n(A_s + A'_s)$ .

➤ Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15[A_s(V_2 - C')^2 - A'_s(V_1 - C')^2]$$

On doit vérifier alors :

$$\sigma_{b1} = \left( \frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{b2} = \left( \frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Puisque  $\sigma_{b1} \geq \sigma_{b2}$  donc il suffit de vérifier  $\sigma_{b1} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ .

$N_s$  : effort de compression a' L'ELS.

$M_s$  : Moment fléchissant a' L'ELS

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

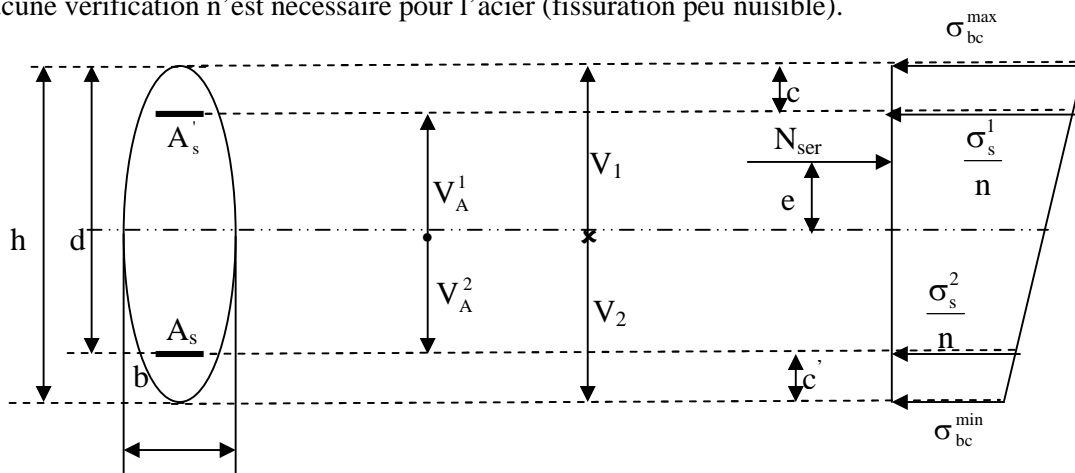


Figure : VI.1.7. Section homogénéisée d'acier.

# Chapitre VI :.....Ferrailage des éléments

## ➤ Ferrailage des poteaux (50 x 50)

	Etat limite ultime						Combinaison accidentelles						A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix Des barres			
N <sub>max</sub> M <sub>corres</sub>	N <sub>max</sub> = -380.85 KN						N <sub>max</sub> = 1019.67 KN						20.00	20.61	4HA16+4HA20			
	M <sub>3</sub> = 3.57 KN.m			M <sub>2</sub> = 3.96 KN.m			M <sub>3</sub> = 2.048 KN.m			M <sub>2</sub> = -1.14KN.m								
	obs.	A <sub>s</sub> (cm)	A <sub>s</sub> (cm)	obs.	A <sub>s</sub> (cm)	A <sub>s</sub> (cm)	obs.	A <sub>s</sub> (cm)	A <sub>s</sub> (cm)	obs.	A <sub>s</sub> (cm)	A <sub>s</sub> (cm)						
	S.E.T	5.26	4.75	S.E.T	5.29	4.72	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00						
N <sub>min</sub> M <sub>corres</sub>	N <sub>min</sub> = -1694.02 KN						N <sub>min</sub> = -1718.89 KN											
	M3 = 0.048 KN.m			M2 = 22.33 KN.m			M3 = -11.49 KN.m			M2 = -36.91 KN.m								
	obs.	A <sub>s</sub> (cm)	A <sub>s</sub> (cm)	obs.	A <sub>s</sub> (cm)	A <sub>s</sub> (cm)	obs.	A <sub>s</sub> (cm)	A <sub>s</sub> (cm)	obs.	A <sub>s</sub> (cm)	A <sub>s</sub> (cm)						
	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00						
M <sub>3max</sub> N <sub>corres</sub>	M <sub>3max</sub> = 15.45 KN.m → N <sub>corres</sub> = 714.84						M <sub>3max</sub> = 69.66 KN.m → N <sub>corres</sub> = -264.66											
	obs.		A <sub>s</sub> (cm)		A <sub>s</sub> (cm)		obs.		A <sub>s</sub> (cm)		A <sub>s</sub> (cm)							
	S.P.C		0.00		2.85		S.P.C		1.21		0.00							
M <sub>2max</sub> N <sub>corres</sub>	M <sub>2max</sub> = 28.85 KN.m → N <sub>corres</sub> = -328.12						M <sub>2max</sub> = 49.58KN.m → N <sub>corres</sub> = 498.79											
	obs.		A <sub>s</sub> (cm)		A <sub>s</sub> (cm)		obs.		A <sub>s</sub> (cm)		A <sub>s</sub> (cm)							
	S.E.T		6.79		2.64		S.E.T		1.73		3.61							

Tableau VI.1.1 : Ferrailage des poteaux 50 X 50.

# Chapitre VI :.....Ferrailage des éléments

## ➤ Ferrailage des poteaux (45 x 45)

	Etat limite ultime						Combinaison accidentelles						A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix Des barres				
N <sub>max</sub> M <sub>corres</sub>	N <sub>max</sub> = - 254.3KN						N <sub>max</sub> = 551.81 KN						16.20	20.60	4HA20+4HA16				
	M3 = 5.37 KN.m			M2 = -1.84 KN.m			M3 = 5.35 KN.m			M2 = 4.57 KN.m									
	obs.	A <sub>s</sub> ' (cm)	A <sub>s</sub> (cm)	obs.	A <sub>s</sub> ' (cm)	A <sub>s</sub> (cm)	obs.	A <sub>s</sub> ' (cm)	A <sub>s</sub> (cm)	obs.	A <sub>s</sub> ' (cm)	A <sub>s</sub> (cm)							
	S.E.C	4.05	3.26	S.E.T	3.79	3.52	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00							
N <sub>min</sub> M <sub>corres</sub>	N <sub>min</sub> = -318.21KN						N <sub>min</sub> = -658.41 KN												
	M3 = -9,04 KN.m			M2 = 10,12 KN.m			M3 = -8,04 KN.m			M2 = 11,72 KN.m									
	obs.	A <sub>s</sub> ' (cm)	A <sub>s</sub> (cm)	obs.	A <sub>s</sub> ' (cm)	A <sub>s</sub> (cm)	obs.	A <sub>s</sub> ' (cm)	A <sub>s</sub> (cm)	obs.	A <sub>s</sub> ' (cm)	A <sub>s</sub> (cm)							
	S.E.T	5.24	3.91	S.E.T	5.32	3.83	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00							
M <sub>3max</sub> N <sub>corres</sub>	M <sub>3max</sub> = 24.23 KN.m → N <sub>corres</sub> = -371.66						M <sub>3max</sub> = 62.14 KN.m → N <sub>corres</sub> = -261.28												
	obs.		A <sub>s</sub> '(cm )		A <sub>s</sub> (cm)		obs.		A <sub>s</sub> '(cm)			A <sub>s</sub> (cm)							
	S.E.T		4.13		3.56		S.P.C		395			0.00							
M <sub>2max</sub> N <sub>corres</sub>	M <sub>2max</sub> = 26.38 KN.m → N <sub>corres</sub> = -693.64						M <sub>2max</sub> = 60.74 KN.m → N <sub>corres</sub> = -370.58												
	obs.		A <sub>s</sub> '(cm)		A <sub>s</sub> (cm)		obs.		A <sub>s</sub> '(cm)		A <sub>s</sub> (cm)								
	S.E.T		3.86		6.33		S.P.C		5.8		0.00								

Tableau VI.1.2 : Ferrailage des poteaux 45 X 45.



## Chapitre VI :.....Ferrailage des éléments

### ➤ Ferrailage des poteaux (40 x 40)

	Etat limite ultime						Accidentelle						A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>dopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix Des barres									
N <sub>max</sub> M <sub>corres</sub>	N <sub>max</sub> = -147.25 KN						N <sub>max</sub> = -254.81 KN						12.8	14.2	4HA16+4HA14									
	M3 = 5.543 KN.m			M2 = -6.788 KN.m			M3 = 4.605 KN.m			M2 = 3.565 KN.m														
	obs.	A <sub>s</sub> (cm)	A <sub>s</sub> (cm)	obs.	A <sub>s</sub> (cm)	A <sub>s</sub> (cm)	obs.	A <sub>s</sub> (cm)	A <sub>s</sub> (cm)	obs.	A <sub>s</sub> (cm)	A <sub>s</sub> (cm)												
	S.E.T	2.53	1.71	S.E.T	2.62	1.62	S.E.T	4	3.32	S.E.T	3.93	3.4												
N <sub>min</sub> M <sub>corres</sub>	N <sub>min</sub> = -157.48 KN						N <sub>min</sub> = -277.59 KN									12.8	14.2	4HA16+4HA14						
	M3 = 0.73 KN.m			M2 = 11.48 KN.m			M3 = 7.30 KN.m			M2 = 10.571 KN.m														
	obs.	A <sub>s</sub> (cm)	A <sub>s</sub> (cm)	obs.	A <sub>s</sub> (cm)	A <sub>s</sub> (cm)	obs.	A <sub>s</sub> (cm)	A <sub>s</sub> (cm)	obs.	A <sub>s</sub> (cm)	A <sub>s</sub> (cm)												
	S.E.T	2.32	2.21	S.E.T	3.11	1.42	S.E.T	4.53	3.45	S.E.T	4.77	3.21												
M <sub>3max</sub> N <sub>corres</sub>	M <sub>3max</sub> = 18.1 KN.m → N <sub>corres</sub> = 680.07						M <sub>3max</sub> = 53.34KN.m → N <sub>corres</sub> = -326.64												12.8	14.2	4HA16+4HA14			
	obs.		A <sub>s</sub> (cm)		A <sub>s</sub> (cm)		obs.		A <sub>s</sub> (cm)			A <sub>s</sub> (cm)												
	S.E.C		0.00		0.00		S.E.T		1.14			0.76												
M <sub>2max</sub> N <sub>corres</sub>	M <sub>2max</sub> = 30.87 KN.m → N <sub>corres</sub> = -488.09						M <sub>2max</sub> = 62.28 KN.m → N <sub>corres</sub> = -268.53															12.8	14.2	4HA16+4HA14
	obs.		A <sub>s</sub> (cm)		A <sub>s</sub> (cm)		obs.		A <sub>s</sub> (cm)		A <sub>s</sub> (cm)													
	S.P.C		0.00		4.74		S.P.C		4.2		0.00													

Tableau VI.1.3 : Ferrailage des poteaux 40 X 40.

# Chapitre VI :.....Ferrailage des éléments

## ➤ Ferrailage des poteaux (35x35)

	Etat limite ultime						Combinaison accidentelles						A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>dopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix Des barres									
N <sub>max</sub> M <sub>corres</sub>	N <sub>max</sub> = -66.26 KN						N <sub>max</sub> = -112.3 KN						9.80	10.68	4HA14+4HA12									
	M3 = 4.941 KN.m			M2 = -1.84 KN.m			M3 = 0.44 KN.m			M2 = 1.32 KN.m														
	obs.	A <sub>s</sub> (cm)	A <sub>s</sub> (cm)	obs.	A <sub>s</sub> (cm)	A <sub>s</sub> (cm)	obs.	A <sub>s</sub> (cm)	A <sub>s</sub> (cm)	obs.	A <sub>s</sub> (cm)	A <sub>s</sub> (cm)												
	S.E.C	1.32	0.59	S.E.T	1.09	0.82	S.E.T	1.65	1.58	S.E.T	1.71	1.52												
N <sub>min</sub> M <sub>corres</sub>	N <sub>min</sub> = -647.92KN						N <sub>min</sub> = -567.31 KN									9.80	10.68	4HA14+4HA12						
	M3 = 0.437 KN.m			M2 = 9.374 KN.m			M3 = 0.68 KN.m			M2 = 9.37 KN.m														
	obs.	A <sub>s</sub> (cm)	A <sub>s</sub> (cm)	obs.	A <sub>s</sub> (cm)	A <sub>s</sub> (cm)	obs.	A <sub>s</sub> (cm)	A <sub>s</sub> (cm)	obs.	A <sub>s</sub> (cm)	A <sub>s</sub> (cm)												
	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00												
M <sub>3max</sub> N <sub>corres</sub>	M <sub>3max</sub> = 19.31 KN.m → N <sub>corres</sub> = -405.25						M <sub>3max</sub> = 19.97.m → N <sub>corres</sub> = -188.72												9.80	10.68	4HA14+4HA12			
	obs.		A <sub>s</sub> (cm)		A <sub>s</sub> (cm)		obs.		A <sub>s</sub> (cm)			A <sub>s</sub> (cm)												
	S.P.C		0.00		3.52		S.E.T		4			1.24												
M <sub>2max</sub> N <sub>corres</sub>	M <sub>2max</sub> = 31.31 KN.m → N <sub>corres</sub> = -301.43						M <sub>2max</sub> = 55.24 KN.m → N <sub>corres</sub> = -174.33															9.80	10.68	4HA14+4HA12
	obs.		A <sub>s</sub> (cm)		A <sub>s</sub> (cm)		obs.		A <sub>s</sub> (cm)		A <sub>s</sub> (cm)													
	S.P.C		0.00		2.02		S.P.C		3.48		0.00													

Tableau VI.1.4 : Ferrailage des poteaux 35 X 35.

On a opté pour le ferrailage suivant :

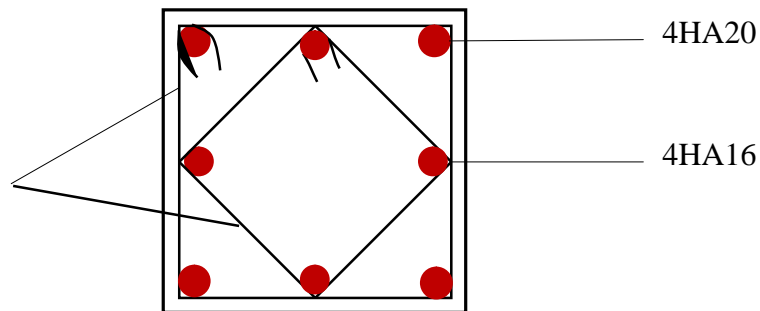
- **Poteaux (50 x 50) : 4 HA20 + 4HA16**

La section totale de :

$$4HA20+4HA16= 20.60 \text{ cm}^2$$

est supérieur à la section minimale exigée par

le RPA ( $A_{s \text{ min}} = 20.00 \text{ cm}^2$ )

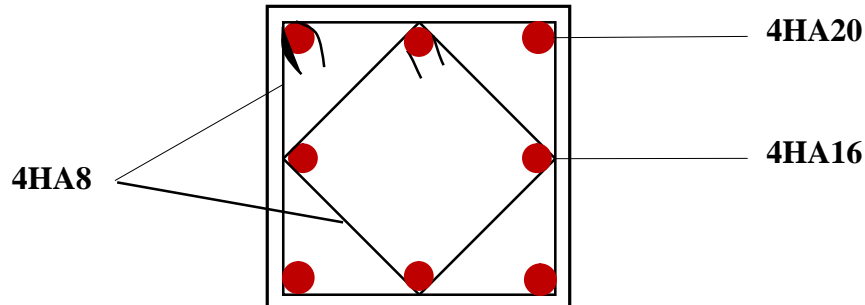


- **Poteaux (45 x 45) : 4HA20+4HA 16.**

a section totale:  $4HA20+4HA16=20.60 \text{ cm}^2$

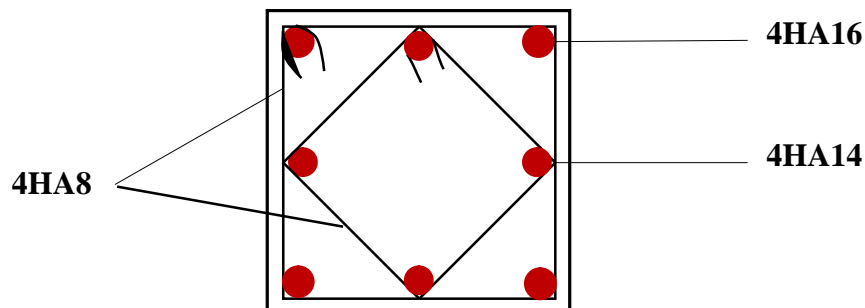
est supérieur à la section minimale exigée par

le RPA ( $A_{s \text{ min}} = 16.20 \text{ cm}^2$ )



- **Poteaux (40 x 40) : 4HA 16+ 4HA14.**

La section totale:  $4HA16+4HA14=14.20 \text{ cm}^2$  est supérieure à la section minimale exigée par le RPA ( $A_{s \text{ min}} = 12.80 \text{ cm}^2$ )

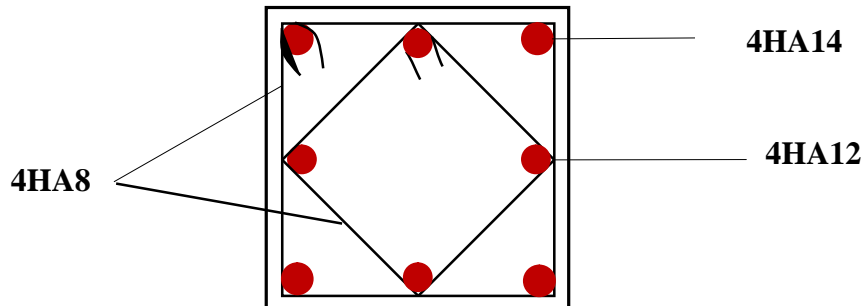


• **Poteaux (35 x35) : 4HA 14+4HA 12.**

La section totale:  $4HA14+4HA12=10.67 \text{ cm}^2$

est supérieur à la section minimale exigée par

le RPA ( $A_{s \text{ min}} = 9.80 \text{ cm}^2$ )



**VI.1.4. Vérification à l'ELS :**

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

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles,

Contrainte admissible de l'acier

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants :

➤ **Sens 3 – 3 :**

Niv	sec(cm <sup>2</sup> )	N[KN]	M[KN.m]	As <sub>3</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bs}$ (MPa)	$\sigma_{ss}$ (MPa)	$\sigma_{bi}$ (MPa)	$\sigma_{si}$ (MPa)
<b>RDC</b>	50x50	N <sub>min</sub> =-1718.89	M <sub>cor</sub> =-11.49	20.60	1.08	16.2	1.01	15.2
		N <sub>max</sub> =-1019.67	M <sub>cor</sub> =2.048	20.60	3.74	56.1	3.73	56
		N <sub>cor</sub> =-264.66	M <sub>max</sub> =69.66	20.60	2.17	32.2	1.66	25.3
<b>1/2/3</b>	45x45	N <sub>min</sub> =-658.41	M <sub>cor</sub> =-8.04	20.6	0.97	14.4	0.81	12.3
		N <sub>max</sub> =551.81	M <sub>cor</sub> =5.35	20.6	3.75	59.3	3.95	59.3
		N <sub>cor</sub> =-261.28	M <sub>max</sub> =62.14	20.6	2.01	29.7	1.34	20.6
<b>4/5/6</b>	40x40	N <sub>min</sub> =-277.59	M <sub>cor</sub> =7.30	14.20	0.84	12.4	0.56	8.64
		N <sub>max</sub> =-254.81	M <sub>cor</sub> =4.61	14.20	3.63	54.5	3.63	54.5
		N <sub>cor</sub> =-326.64	M <sub>max</sub> =53.34	14.20	3.07	45.4	34.9	2.28
<b>7/8/9/10</b>	35x35	N <sub>min</sub> =-567.92	M <sub>cor</sub> =0.68	10.68	4.31	64.5	4.23	63.5
		N <sub>max</sub> =112.30	M <sub>cor</sub> =0.44	10.68	0.8	11.9	0.68	10.3
		N <sub>cor</sub> =-188.72	M <sub>max</sub> =19.97	10.68	5.52	71.7	1.2	62.5

**Tableau VI.1.5 : vérifications à l'ELS (sens 3-3)**

➤ Sens 2 – 2 :

Niv	sec(cm <sup>2</sup> )	N[KN]	M[KN.m]	As <sub>3</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bs}$ (MPa)	$\sigma_{ss}$ (MPa)	$\sigma_{bi}$ (MPa)	$\sigma_{si}$ (MPa)
<b>RDC</b>	50x50	N <sub>min</sub> =-1718.89	M <sub>cor</sub> =-36.91	20.60	0.95	14.4	1.14	17
		N <sub>max</sub> =1019.67	M <sub>cor</sub> =-1.14	20.60	3.87	57.9	3.6	54.2
		N <sub>cor</sub> = 498.79	M <sub>max</sub> =49.58	20.60	3.62	53.7	2.64	40.3
<b>1/2/3</b>	45x45	N <sub>min</sub> =-658.41	M <sub>cor</sub> =11.72	20.60	0.81	12.2	0.98	14.6
		N <sub>max</sub> =551.81	M <sub>cor</sub> =4.57	20.60	4.43	65.7	3.48	52.8
		N <sub>cor</sub> =-370.58	M <sub>max</sub> =60.74	20.60	3.72	54.9	2.47	38
<b>4/5/6</b>	40x40	N <sub>min</sub> =-277.59	M <sub>cor</sub> =10.57	14.20	0.65	9.85	0.75	11.2
		N <sub>max</sub> =-254.81	M <sub>cor</sub> =3.57	14.20	3.96	58.8	3.31	50.1
		N <sub>cor</sub> =-268.53	M <sub>max</sub> =62.29	14.20	2.65	38.5	1.19	19
<b>7/8/9/10</b>	35x35	N <sub>min</sub> =567.31	M <sub>cor</sub> =9.37	10.68	4.39	65.5	4.14	62.4
		N <sub>max</sub> =112.3	M <sub>cor</sub> =1.32	10.68	1.6	22.2	0.12	12
		N <sub>cor</sub> =-174.33	M <sub>max</sub> =55.24	10.68	4.11	60.0	2.56	40

**Tableau VI.1.6 : vérifications à l'ELS (sens 2-2).**

### Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

### VI.1.5. Armatures transversales :

#### A. Diamètre des aciers :

D'après le (**BAEL 91**) le diamètre des armatures transversales est au moins égale à la valeur normalisée la plus proche du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_L^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.67mm.$$

On prend :  $\Phi_t = 8mm$

$\Phi_L$  : Le diamètre maximal des armatures longitudinales.

Elles sont calculées à l'aide de la formule :  $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 \times T_u}{h_1 \times f_e}$

$T_u$ : Effort tranchant de calcul.

$h_1$ : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$ : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

$\rho_1$ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\begin{cases} \rho_1 : 2.5 \text{ si l'élancement géométrique: } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_1 : 3,75 \text{ si l'élancement géométrique: } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

### B. Espacement des armatures transversales :

#### En zone nodale :

$$S_t \leq (10\Phi_L^{\min}, 15\text{cm}) = \min(10 \times 1,2, 15\text{cm}) = 12\text{cm}.$$

$$S_t = 10 \text{ cm}.$$

#### En zone courante :

$$S_t \leq (15\Phi_L^{\min}) = 18\text{cm}.$$

L'écartement ( $S_t$ ) des armatures transversales sera égal à :

$$\rightarrow \text{En zone nodale } S_t = 10\text{cm}.$$

$$\rightarrow \text{En zone courante } S_t = 12\text{cm}.$$

#### Commentaire :

La zone nodale, très sensible aux séismes ou annexe des armatures en U superposées (Avec : alternances d'orientation) afin de la consolider et ainsi, la rendre moins vulnérable

#### La disposition des cadres dans la zone nodale est :

##### ➤ Poteaux de RDC:

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\right) = \max\left(\frac{442-35}{6}; 50; 50; 60\right) = 67.2$$

$$\text{Soit } h' = 70 \text{ cm}$$

Soit 7 cadres espacés de 10 cm.

##### ➤ Poteaux d'étage courant :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\right) = \max\left(\frac{306-35}{6}; 45; 45; 60\right) = 60$$

$$\text{Soit } h' = 60 \text{ cm}$$

Soit 6 cadres espacés de 10 cm.

##### ➤ L'élancement géométrique ( $\lambda_g$ ) :

l'élancement géométrique ( $\lambda_g$ ) est donné par la relation:

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \quad \rightarrow \quad A_t^{\min} = 0.3\% S_t b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \quad \rightarrow \quad A_t^{\min} = 0.8\% S_t b_1$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  → interpoler entre les deux valeurs précédentes.

#### Avec :

- $b_1$  : dimension de la section droite du poteau dans la direction considéré.

## Chapitre VI : .....Ferrailage des éléments

- $\lambda_g$  : Élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{Avec : } l_f : \text{la longueur de flambement du poteau.}$$

$$l_f = 0,707I_0 \quad \text{Avec : } I_0 : \text{la hauteur libre du poteau.}$$

- **Poteaux 50x50 :**

$$\text{RDC :} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 4,07}{0,50} = 5,24 > 5$$

$$\text{Zone nodal : } A_t^{min} = 0.003 \times 50 \times 10 = 1,50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{min} = 0.003 \times 50 \times 12 = 1,8 \text{ cm}^2$$

On opte pour deux cadre de  $\Phi 8$

- **Poteaux 45x45 :**

$$\text{1,2,3}^{\text{ème}} \text{ étages :} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,45} = 4,8 < 5$$

Par interpolation on a  $\lambda_g = 0.0075$

$$\text{Zone nodal :} \quad A_t^{min} = 1.55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{min} = 1.90 \text{ cm}^2$$

On opte pour deux cadre de  $\Phi 8$  et un espacement en zone nodale de 10cm et en zone courante de 12cm

- **Poteaux 40x40 :**

$$\text{ET 4, 5, 6 :} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,40} = 5.41 > 5$$

$$\text{Zone nodal : } A_t^{min} = 0.003 \times 40 \times 10 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{min} = 0.003 \times 40 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2$$

On opte pour deux cadre de  $\Phi 8$  et un espacement en zone nodale de 10cm et en zone courante de 15cm

- **Poteaux 35x35 :**

$$\text{ET 7,8, 9,10 :} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,35} = 6.18 > 5$$

$$\text{Zone nodal : } A_t^{min} = 0.003 \times 35 \times 10 = 1,05 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } A_t^{min} = 0.003 \times 35 \times 15 = 1.575 \text{ cm}^2$$

On opte pour deux cadre de  $\Phi 8$  et un espacement en zone nodale de 10cm et en zone courante de 15cm

**C. Vérification de l'effort tranchant (RPA99/Art7.4.32) :**

$$\tau_b \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$$

Avec :  $f_{c28}=25\text{MPa}$ .

$$\text{Et } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0,04 \end{cases}$$

**D. Armatures transversales et vérification au cisaillement : (RPA99/Art7.4.22)**

$$\text{On doit vérifier : } \tau_b = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0.075 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa} \\ \lambda_g < 5 \longrightarrow \rho_b = 0.04 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa} \end{cases}$$

NIV	$V_u$ (kN)	$\lambda_g$	$\rho_a$	b (cm)	d (cm)	$\rho_b$	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ (min)	$A_{adpt}$	$S_t$ (cm)	$\tau_b$ (MPa)	$\tau_{bu}$ (MPa)	OBS.
RDC	83.42	5.24	2.5	50	47.5	0.075	0,412	2.47	2.58	ZN (St = 10 cm) ZC (St = 15 cm)	0,288	1,875	Vérifiée
ET/1/2/3	90.69	4.80	2.5	45	42.5	0.04	0,241	2.5	2.58		0,38	1	Vérifiée
ET/4/5/6	82.13	5.41	2.5	40	37.5	0.075	0,342	2.5	2.58		0,43	1.875	Vérifiée
ET/7/8/9/10	78.45	6.18	2.5	35	32.5	0.075	0.22	2.5	2.58		0.54	1.875	Vérifiée

**Tableau VI.1.7 : Vérification des contraintes de cisaillement.**

**E. Longueur de recouvrement :(BAEL91/Art6.122)**

$$L_R = 40 \Phi \quad (\text{FeE400, } \Psi_s \geq 1,5)$$

$$L_R = 50 \times 2.0 = 100 \text{ cm}$$

$$L_R = 50 \times 1.6 = 80 \text{ cm}$$

$$L_R = 50 \times 1.4 = 70 \text{ cm}$$

$$L_R = 50 \times 1.2 = 60 \text{ cm}$$



• Vérification de la condition de non fragilité :

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

Sens transversal :

Niv	sec(cm <sup>2</sup> )	N[KN]	M[KN.m]	e (cm)	d(cm)	b (cm)	Amin (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )
<b>RDC</b>	<b>50x50</b>	N <sub>min</sub> =-718.89	M <sub>cor</sub> =-11.49	0.04	47.5	50	7.07	20.6
		N <sub>max</sub> =-1019.67	M <sub>cor</sub> =2.048	0.22	47.5	50	7.16	20.6
		N <sub>cor</sub> =-264.66	M <sub>max</sub> =69.66	2.2	47.5	50	8.45	20.6
<b>1/2/3</b>	<b>45x45</b>	N <sub>min</sub> =-1318.41	M <sub>cor</sub> =-0.04	0.017	42.5	45	5.70	20.6
		N <sub>max</sub> =551.81	M <sub>cor</sub> =1.35	0.02	42.5	45	5.71	20.6
		N <sub>cor</sub> =-261.28	M <sub>max</sub> =62.14	5.76	42.5	45	14.91	20.6
<b>4/5/6/</b>	<b>40x40</b>	N <sub>min</sub> =-977.59	M <sub>cor</sub> =7.3	0.007	37.5	40	4.22	14.20
		N <sub>max</sub> =-254.81	M <sub>cor</sub> =4.61	0.02	37.5	40	4.56	14.20
		N <sub>cor</sub> =-326.64	M <sub>max</sub> =53.34	0.16	37.5	40	4.95	14.20
<b>7/8/9/10</b>	<b>35x35</b>	N <sub>min</sub> =-647.92	M <sub>cor</sub> =0.44	0.56	32.5	35	3.58	10.68
		N <sub>max</sub> =112.30	M <sub>cor</sub> =0.68	0.014	32.5	35	3.38	10.68
		N <sub>cor</sub> =-188.72	M <sub>max</sub> =39.97	4.6	32.5	35	9.91	10.68

Tableau VI.1.8 : vérifications Condition de non fragilité (sens x-x).

Sens longitudinal :

Niv	sec(cm <sup>2</sup> )	N[KN]	M[KN.m]	e (cm)	d(cm)	b (cm)	Amin (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )
<b>RDC/1/2/3</b>	<b>50x50</b>	N <sub>min</sub> =-1718.89	M <sub>cor</sub> =-36.91	0.003	47.5	50	7.07	20.6
		N <sub>max</sub> =-1019.67	M <sub>cor</sub> =1.14	0.2	47.5	50	7.16	20.6
		N <sub>cor</sub> =498.79	M <sub>max</sub> =49.58	0.22	47.5	50	7.16	20.6
<b>4/5/6/7</b>	<b>45x45</b>	N <sub>min</sub> =-1318.41	M <sub>cor</sub> =11.72	0.001	42.5	45	5.7	20.6
		N <sub>max</sub> =551.81	M <sub>cor</sub> =0.57	0.018	42.5	45	5.71	20.6
		N <sub>cor</sub> =-370.58	M <sub>max</sub> =60.74	0.58	42.5	45	5.95	20.6
<b>8/9/10</b>	<b>40x40</b>	N <sub>min</sub> =-977.59	M <sub>cor</sub> =10.57	0.01	37.5	40	4.30	14.20
		N <sub>max</sub> =-254.81	M <sub>cor</sub> =11.57	0.06	37.5	40	4.44	14.20
		N <sub>cor</sub> =-268.53	M <sub>max</sub> =62.29	0.23	37.5	40	4.58	14.20
<b>8/9/10</b>	<b>35x35</b>	N <sub>min</sub> =-647.92	M <sub>cor</sub> =9.37	0.5	32.5	35	3.58	10.68
		N <sub>max</sub> =112.3	M <sub>cor</sub> =1.32	0.01	32.5	35	3.38	10.68
		N <sub>cor</sub> =-174.33	M <sub>max</sub> =55.24	4.6	32.5	35	3.9	10.68

Tableau VI.1.9 : vérifications Condition de non fragilité (sens y-y).

## VI.2. Ferraillage des poutres :

### VI.2.1. Introduction :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts données par l'ETABS 9.0.7, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présenté par le RPA 99 et le BAEL 91 puis seront vérifiées à l'ELS :

- a-  $1.35G + 1.5Q$  : à L'ELU.  
 $G + Q$  : à L'ELS.
- b-  $G + Q + E$  : RPA99 révisé 2003.  
 $0.8G + E$  : RPA99 révisé 2003.

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferraillage on doit respecter le pourcentage minimale d'armature imposé par le RPA 99 en zone II.

### VI.2.2. Recommandations du RPA99 :

#### A. Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
  - Poutre principales :  $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$ .
  - Poutre secondaire :  $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$ .
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.
- Poutres principales :  $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$  (en zone courante).  
 $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 54 \text{ cm}^2$  (en zone de recouvrement).
- Poutres secondaires :  $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$ . (en zone courante).  
 $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 54 \text{ cm}^2$ . (en zone de recouvrement).
- La longueur minimale de recouvrement est de  $50\Phi$  en zone II<sub>a</sub>.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieure dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

#### B. Armatures transversales :

- Les quantités minimale des armatures transversales est de :  
 $A_t \geq 0,003 \times S_t \times b$
- L'espace maximum entre les armatures transversales est de :
  - $S_t = \min \left( \frac{h}{4}, 12\Phi_{\min} \right)$  en zone nodale.
  - $S_t \leq \frac{h}{2}$  en zone de recouvrement.

**Avec:**  $\Phi_{\min}$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### VI.2.3. Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

- $A_s$  : section inférieure tendue ou' la moins comprimée selon le cas.
- $A'_s$  : section supérieure la plus comprimée.

Un moment de flexion «  $M_u$  » supporté par la section.

On calcul le moment réduit :  $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$

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

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}.$$

Si  $\mu_b \leq \mu_\ell = 0,392$  la section est simplement armée c. à .d la section ne comprendra que les aciers tendus alors :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}.$$

- Si  $\mu_b \geq \mu_\ell = 0,392$  la section est doublement armée c. à .d la section comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés.

$$\text{On calcul : } \begin{cases} M_l = \mu_l b d^2 f_{bc} \\ \Delta M = M_u - M_l \end{cases}$$

Avec :

$M_l$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$M_u$  : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

▪ Armatures tendues :  $A_{st} = \frac{M_l}{\beta_l d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$

▪ Armatures comprimées :  $A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$

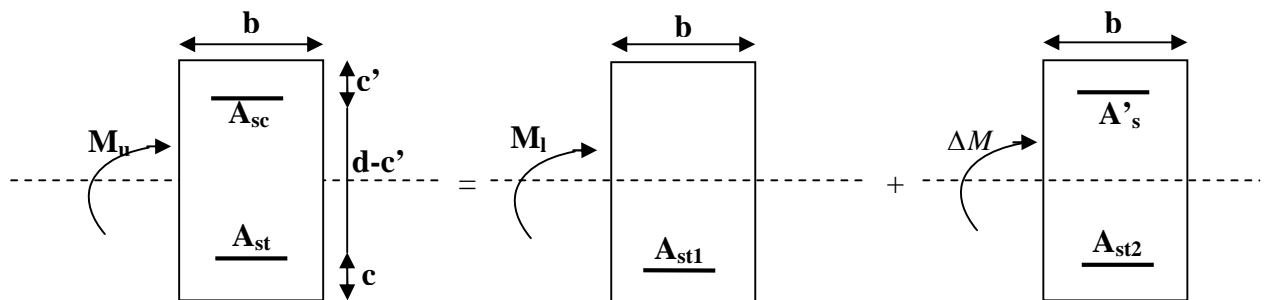
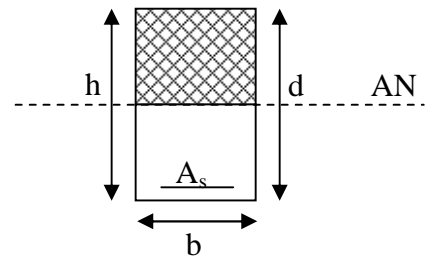


Figure VI.2.1 : Section rectangulaire doublement armée.

**Remarque:**

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c. à d.  $\Delta M < 0,4M_u$  (Art BAEL B66).

**VI.2.4. Vérification à l'ELS :**

Les états limites de service sont définis en tenant compte des amplifications de la durabilité de la construction.

**A. Etat limite de résistance de béton :**

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k \leq 0,6 f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa.$$

Avec :  $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d . A_{adopté}}$

( $A_{adopté}$  : armatures adoptées à l'ELU)

On calcul :  $\rho_1 = \frac{100 A_{adopt}}{b_0 d}.$

$$\rho_1 \xrightarrow{\text{Abaque}} \beta_1 \xrightarrow{\text{Abaque}} k_1$$

**B. Etat limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations étant peu nuisibles, alors aucune vérification n'est nécessaire.

**VI.2.5. Vérification du BAEL 91 :**

Les vérifications effectuées sont les suivantes :

**A. Condition de non fragilité (BAEL 91 Art A64) :**

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

**B. Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}, \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 d \sum U_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi f_{c28}$$

Avec :

$\tau_{se}$  : Contrainte d'adhérence calculée.

$\bar{\tau}_{se}$  : Contrainte d'adhérence admissible.

$V_u^{\max}$  : Effort tranchant max.

$d$  : hauteur utile.

$\Psi$  : Coefficient qui dépend de la nature de l'acier utilisé.

$\mu_i$  : Périmètre des aciers.

**C. Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL 91 Art 521) :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2}{\gamma_s} f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa. (Fissuration peu nuisible).}$$

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

**D. Influence de l'effort tranchant aux appuis (BAEL 91 Art 521) :**

- **Influence sur le béton :**

$$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a. b$$

- **Influence sur les armatures :**

$$\frac{A_s f_e}{\gamma_s} \geq \left[ V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right]$$

- **Etat limite de déformation :**

Il est nécessaire de faire la vérification de la flèche si les inégalités suivantes sont vérifiées.

- 1)  $\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16}.$  Avec  $L$  : portée de la travée entre nu d'appuis.
- 2)  $\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}.$   $M_t$  : moment fléchissant maximal en travée.
- 3)  $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{F_e}.$   $M_0$  : moment isostatique.  
 $A$  : section d'armatures tendues.

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants :

**Nota :**

En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

$M_{\text{elu}}$  : Moment max à l'ELU

$M_{\text{ca}}$  : Moment max du aux combinaisons accidentelles.

- Poutres principales :

Ferraillage en travée :

Niv	M <sub>elu</sub> (KN.m)	A <sub>s elu</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage	A <sub>s adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
1	83,10	8.44	5.25	3 HA14+3HA14	9.24
2	75,73	7.55	5.25	3 HA14+3HA14	9.24
3	74,91	7.48	5.25	3 HA14+3HA14	9.24
4	82,23	8.35	5.25	3 HA14+3HA14	9.24
5	84,72	8.52	5.25	3 HA14+3HA14	9.24
6	87,24	9.04	5.25	3 HA14+3HA14	9.24
7	85,95	8.93	5.25	3 HA14+3HA14	9.24
8	84,42	8.50	5.25	3 HA14+3HA14	9.24
9	80,20	8.22	5.25	3 HA14+3HA14	9.24
10	75,97	7.62	5.25	3 HA14+3HA14	9.24
11	81,28	8.30	5.25	3 HA14+3HA14	9.24

Tableau VI.2.1 : Ferraillage des poutres principales en travée.

Ferraillage en appuis :

Niv	M <sub>elu</sub> (KN.m)	A <sub>s elu</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage	A <sub>s adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
1	70.32	6.98	5.25	3HA14 +3HA14	9.24
2	68.00	6.80	5.25	3HA14 +3HA14	9.24
3	71.20	7.11	5.25	3HA14 +3HA14	9.24
4	77.06	7.71	5.25	3HA14 +3HA14	9.24
5	73.20	7.23	5.25	3HA14 +3HA14	9.24
6	78.39	7.81	5.25	3HA14 +3HA14	9.24
7	80.95	8.11	5.25	3HA14 +3HA14	9.24
8	82.59	8.27	5.25	3HA14 +3HA14	9.24
9	82.38	8.26	5.25	3HA14 +3HA14	9.24
10	81.34	8.15	5.25	3HA14 +3HA14	9.24
11	73.86	7.31	5.25	3HA14 +3HA14	9.24

Tableau VI.2.2 : Ferraillage des poutres principales en appuis.

## Chapitre VI :.....Ferraillage des éléments

### Conclusion :

Les poutres principales seront ferraillées comme suit :

C. Lit inférieur : 3HA14 filantes+ 3HA14 en chapeaux en travée.

D. Lit supérieur : 3HA14 filantes + 3HA14 en chapeaux au niveau des appuis.

### • Poutres secondaires :

#### Ferraillage en travée :

Niv	M <sub>elu</sub> (KN.m)	A <sub>s elu</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage	A <sub>s adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
1	70.80	7.08	5.25	3 HA14+3HA12	8.01
2	73.20	7.24	5.25	3 HA14+3HA12	8.01
3	74.70	7.37	5.25	3 HA14+3HA12	8.01
4	74.76	7.40	5.25	3 HA14+3HA12	8.01
5	74.19	7.30	5.25	3 HA14+3HA12	8.01
6	72.93	7.14	5.25	3 HA14+3HA12	8.01
7	71.56	7.10	5.25	3 HA14+3HA12	8.01
8	70.93	7.01	5.25	3 HA14+3HA12	8.01
9	69.62	6.91	5.25	3 HA14+3HA12	8.01
10	68.72	6.80	5.25	3 HA14+3HA12	8.01
11	66.88	6.55	5.25	3 HA14+3HA12	8.01

Tableau VI.2.3 : Ferraillage des poutres secondaire en travée.

#### Ferraillage en appuis :

Niv	M <sub>elu</sub> (KN.m)	A <sub>s elu</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage	A <sub>s adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
1	71.60	7.10	5.25	3 HA14+3HA12	8.01
2	74.68	7.28	5.25	3 HA14+3HA12	8.01
3	76.46	7.68	5.25	3 HA14+3HA12	8.01
4	77.19	7.71	5.25	3 HA14+3HA12	8.01
5	76.99	7.74	5.25	3 HA14+3HA12	8.01
6	76.31	7.62	5.25	3 HA14+3HA12	8.01
7	75.18	7.42	5.25	3 HA14+3HA12	8.01
8	73.88	7.23	5.25	3 HA14+3HA12	8.01
9	72.20	7.17	5.25	3 HA14+3HA12	8.01
10	70.64	7.01	5.25	3 HA14+3HA12	8.01
11	67.76	6.94	5.25	3 HA14+3HA12	8.01

Tableau VI.2.4 : Ferraillage des poutres secondaire en appuis.



**Conclusion :**

Les poutres secondaires seront ferrillées comme suit :

- E. Lit inférieur : 3HA14 filantes + 3HA12 en chapeaux en travée
- F. Lit supérieur : 3HA14 filantes + 3HA12 en chapeaux au niveau des appuis.

**E. Etat d'ouverture des fissures : (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :**

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

**F. Etat limite de compression de béton :**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissible.

- **Poutre principale :**

En travée :

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	M <sub>ser</sub> (KN.m)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	$\sigma_b$ (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
1	30x35	30.96	220.44	348	9.36	15	Vérifiée
2	30x35	29.17	226.82	348	10.63	15	Vérifiée
3	30x35	34.91	250.41	348	9.1	15	Vérifiée
4	30x35	31.31	222.93	348	9.48	15	Vérifiée
5	30x35	31.95	227.49	348	9.44	15	Vérifiée
6	30x35	32.01	227.91	348	9.46	15	Vérifiée
7	30x35	32.02	227.98	348	9.46	15	Vérifiée
8	30x35	32.68	232.68	348	9.66	15	Vérifiée
9	30x35	33.64	240.53	348	9.33	15	Vérifiée
10	30x35	33.23	237.60	348	9.24	15	Vérifiée
11	30x35	35.44	255.02	348	9.90	15	Vérifiée

**Tableau VI.2.5 : Vérification des contraintes en travées a l'ELS pour les PP.**

• Poutre principale :

En appuis

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	M <sub>ser</sub> (KN.m)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
1	30x35	45.02	164.10	348	8.93	15	Vérifiée
2	30x35	48.00	176.26	348	8.51	15	Vérifiée
3	30x35	61.20	228.45	348	14.41	15	Vérifiée
4	30x35	67.06	250.33	348	9.73	15	Vérifiée
5	30x35	59.10	220.62	348	8.58	15	Vérifiée
6	30x35	59.38	221.66	348	8.62	15	Vérifiée
7	30x35	59.75	223.04	348	8.68	15	Vérifiée
8	30x35	58.69	219.08	348	8.52	15	Vérifiée
9	30x35	57.13	213.26	348	8.30	15	Vérifiée
10	30x35	57.99	216.47	348	8.42	15	Vérifiée
11	30x35	58.78	219.42	348	8.53	15	Vérifiée

Tableau VI.2.6 : Vérification des contraintes aux appuis a l'ELS pour les PP.

• Poutres secondaires :

En travée

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	M <sub>ser</sub> (KN.m)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
1	30x35	5.19	<b>48.62</b>	348	<b>4.13</b>	<b>15</b>	Vérifiée
2	30x35	7.82	<b>73.26</b>	348	<b>6.86</b>	<b>15</b>	Vérifiée
3	30x35	10.15	<b>95.09</b>	348	<b>6.91</b>	<b>15</b>	Vérifiée
4	30x35	14.22	<b>137.98</b>	348	<b>11.72</b>	<b>15</b>	Vérifiée
5	30x35	16.64	<b>161.15</b>	348	<b>13.75</b>	<b>15</b>	Vérifiée
6	30x35	15.55	<b>150.88</b>	348	<b>12.52</b>	<b>15</b>	Vérifiée
7	30x35	14.31	<b>139.15</b>	348	<b>11.54</b>	<b>15</b>	Vérifiée
8	30x35	12.66	<b>123.11</b>	348	<b>10.22</b>	<b>15</b>	Vérifiée
9	30x35	10.91	<b>106.11</b>	348	<b>8.81</b>	<b>15</b>	Vérifiée
10	30x35	9.63	<b>93.64</b>	348	<b>7.77</b>	<b>15</b>	Vérifiée
11	30x35	10.59	<b>102.98</b>	348	<b>8.55</b>	<b>15</b>	Vérifiée

Tableau V1.2.7 : Vérification des contraintes en travées pour les PS

En appuis :

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	M <sub>ser</sub> (KN.m)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	$\sigma_b$ (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
1	30x35	10.66	<b>60.16</b>	348	<b>5.64</b>	<b>15</b>	Vérifiée
2	30x35	11.16	<b>62.98</b>	348	<b>5.90</b>	<b>15</b>	Vérifiée
3	30x35	14.15	<b>79.86</b>	348	<b>7.48</b>	<b>15</b>	Vérifiée
4	30x35	13.98	<b>78.90</b>	348	<b>7.39</b>	<b>15</b>	Vérifiée
5	30x35	13.48	<b>79.08</b>	348	<b>7.10</b>	<b>15</b>	Vérifiée
6	30x35	14.07	<b>79.41</b>	348	<b>7.44</b>	<b>15</b>	Vérifiée
7	30x35	14.86	<b>83.87</b>	348	<b>7.86</b>	<b>15</b>	Vérifiée
8	30x35	13.69	<b>77.26</b>	348	<b>7.24</b>	<b>15</b>	Vérifiée
9	30x35	11.58	<b>65.56</b>	348	<b>6.14</b>	<b>15</b>	Vérifiée
10	30x35	12.57	<b>70.94</b>	348	<b>6.65</b>	<b>15</b>	Vérifiée
11	30x35	9.32	<b>52.60</b>	348	<b>4.93</b>	<b>15</b>	Vérifiée

Tableau VI.2.8 : Vérification des contraintes aux appuis a l'ELS pour les PS.

#### VI.2.6. Vérification du BAEL 91 :

##### A. Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min}.$$

##### • Poutres principales :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2 ..$$

$$D'où A_s = 4,62 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée} .$$

$$A_s = 9.24 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée} .$$

##### • Poutres secondaires :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2 ..$$

$$D'où A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée} .$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée} .$$

### B. Vérification de l'adhérence :

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

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres des barres

- **Sens principale :**

$$\sum U_i = 3\pi\Phi = 3 \times 3,14 \times 1,4 = 13.188 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{115.96 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,32 \times 0.13188} = 3,05 \text{ MPa.}$$

$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} > 3,05 \text{ MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **Sens secondaire :**

$$\sum U_i = 3\pi\Phi = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11.304 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{30.97 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,32 \times 0.11304} = 1,05 \text{ MPa.}$$

$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} > 1,05 \text{ MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

### C. Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \min \left( \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

La fissuration est peu nuisible donc  $\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ .

- **Sens principale :**

$$V_u = T_{\max} = 71,99 \text{ KN.}$$

$$\text{Alors } \tau_u = \frac{71,99 \times 10}{30 \times 32} = 0,75 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Sens secondaire :**

$$V_u = T_{\max} = 49.14 \text{ KN.}$$

Alors :

$$\tau_u = \frac{49.14 \times 10}{30 \times 32} = 0,52 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**D. Influence de l'effort tranchant aux appuis :**

• **Influence sur le béton :**

$$T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a \cdot b$$

**Poutre principales :**

$$T_{\max} = 71.99 \text{KN} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 32 \times 30 \times 10^{-1} = 576 \text{KN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

**Poutre secondaire :**

$$T_{\max} = 49.14 \text{KN} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 27 \times 30 \times 10^{-1} = 486 \text{KN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

**E. Influence de l'effort tranchant sur les armatures (ArtA.5.1.313/BAEL91/modifiée99) :**

Lorsqu'au droit d'un appui :  $T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$  on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à

$$\left( T_{\max} - \frac{M_{\max}}{0.9d} \right) \frac{1}{\sigma_{st}}$$

$$D'où : A_s > \left( T_u - \frac{M_u}{0.9d} \right) \frac{y_s}{f_e}$$

$$- \text{ Poutre principales : } \left( 71.99 - \frac{87.24}{0.9 \times 0.32} \right) = -230.93 < 0$$

$$- \text{ Poutre secondaires : } \left( 83.96 - \frac{70.80}{0.9 \times 0.27} \right) = -220.55 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

**F. Etat limite de fissuration (la flèche) :**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les trois conditions sont satisfaites.

• **Poutres principales :**

$$1) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{395} = 0,0886 > 0,0625 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$(L_{\max}=395 \text{ cm et } h=35 \text{ cm})$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_o} \quad 0,0946 \geq \frac{11,5}{10 \times 17,42} = 0,066 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Avec :

$$q_s = G + Q = 8.82 + 5.13 = 13.95 \text{KN/ml.}$$

$$M_0 = \frac{q_s \ell^2}{8} = \frac{13,95 \times 3,95^2}{8} = 27,21 \text{KN.m}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,62}{30 \times 32} = 0,0048 \leq 0,105 \implies \text{Condition vérifiée}$$

• poutres secondaire :

$$1) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{370} = 0,0946 > 0,0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0,074 > \frac{9,84}{10 \times 14,91} = 0,0660 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Avec :  $q_s = G + Q = 7,18 + 4,56 = 11,74 \text{ KN/ml}$ .

$$M_0 = \frac{q_s \ell^2}{8} = \frac{11,74 \times 3,70^2}{8} = 20,10 \text{ KN.m}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,62}{30 \times 32} = 0,0048 \leq 0,105 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire dans les deux sens.

**G. Espacement d'armatures :**

• Sens principale :

➤ **Zone nodale :**  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1,4, 30\right) = 10\text{cm}.$$

Soit à prendre  $S_t = 10 \text{ cm}$

➤ **Zone courante :**

$$S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5\text{cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 15\text{cm}.$$

• Sens secondaire :

➤ **Zone nodale :**  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1,4, 30\text{cm}\right) = 10\text{cm}.$$

Soit à prendre  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

➤ **Zone courante :**

$$S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5\text{cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 15\text{cm}.$$

**H. Diamètre des armatures transversal :**

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_{\min}, \frac{b}{10}\right)$$

➤ **Sens principales :**

$$\Phi_t \leq \min(1, 1.4, 2.5)$$

➤ **Sens secondaire :**

$$\Phi_t \leq \min(1, 1.4, 2.5)$$

On prend pour les deux cas un diamètre de 8mm

Soit en cadre et une épingle  $\Phi_8 = 1.51 \text{ cm}^2$ .

**I. Armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0.003 S_b$$

• **Sens principales :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2.$$

• **Sens secondaire :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2.$$

$$A_t^{\text{adop}} \geq A_t^{\min} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

:

### VI.3. Ferraillage des voiles :

#### VI.3.1. Introduction

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

Comme pour les poteaux nous allons dans ce cas subdiviser le Bâtiment en 3 zones :

- **Zone I** : RDC
- **Zone II** : 1/2/3
- **Zone III** : 4/5/6
- **Zone IV** : 7/8/9/10

Dans notre projet on a introduit les voiles dans les deux directions :

#### VI.3.2. Exposé de la méthode :

La méthode à utiliser pour le ferraillage des voiles est la méthode de RDM. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

Les contraintes seront relevées du logiciel ETABS.

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) [\text{Art 7.7.4 RPA99/mod2003}]$$

Avec :

- $h_e$ :La hauteur entre nus de plancher du voile considéré.
- $L_c$ :La longueur de la zone comprimée.

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

- $L$  : longueur du voile.
- $L_t$ :La longueur de la zone tendue.

$$L_t = L - L_c$$

#### VI.3.3. Détermination des diagrammes de contraintes :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (S.E.C)
- Section entièrement tendue (S.E.T)
- Section partiellement comprimé (S.P.C)



## Chapitre VI : .....Ferrailage des éléments

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

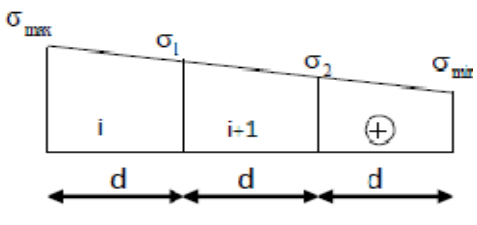
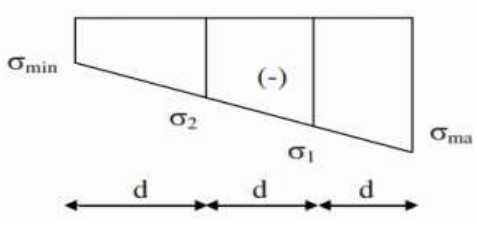
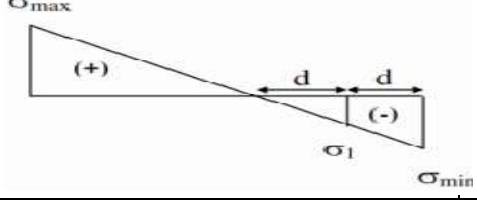
Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal $N_i$	L'effort normal $N_{i+1}$
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

Tableau VI.3.1. : Tableau des efforts normaux

### VI.3.4.Détermination des armatures :

#### a. Armatures verticales :

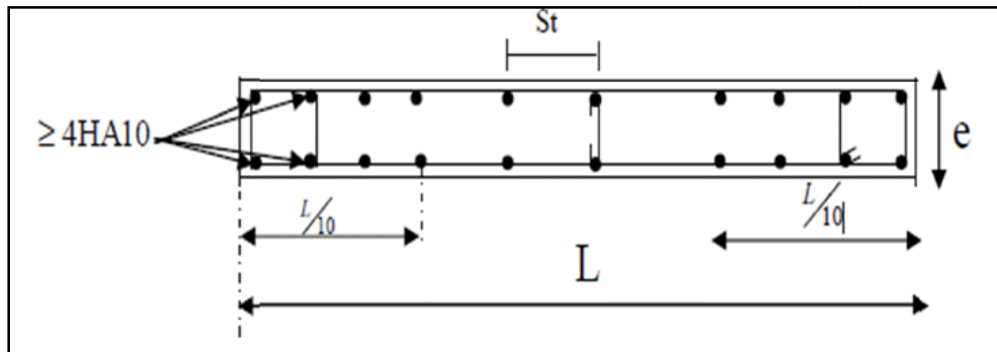
	Armatures verticales
S.E.C	$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_s}$
S.E.T	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$
S.P.C	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

Tableau VI.3.2 : Tableau des armatures verticales

## Chapitre VI : .....Ferrailage des éléments

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance  $\left[\frac{L}{10}\right]$  de chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15 cm.



**Figure : VI.3.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles**

Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

### b. Armatures minimales:

#### • Compression simple (Art A.8.1 ; 21 /BAEL91 modifié99) :

$A_{min} > 4\text{cm}^2/\text{ml}$ , par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures.

$$0,2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5\%$$

Avec :

B : section du béton comprimée

#### • Traction simple(Art A.4.2.1/ BAEL91modifié99):

$$\blacksquare A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

B : section du béton tendue       $B = d \times e$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu (Art.7.7.4.1 RPA 99/2003).

$$\blacksquare A_{min} \geq 0.2\%B$$

**c. Armatures horizontales:**

• **D'après le BAEL :**

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec :

$A_V$ : Section des armatures verticales.

• **D'après le RPA :**

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de  $10\varnothing$ . (**Art 7.7.4.2 RPA99/2003**).

Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

**d. Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales**

(**Art 7.7.4.3 RPA99/2003**) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

$A_V$  et  $A_H > 0,15\%B$ .....Globalement dans la section du voile.

$A_V$  et  $A_H > 0,10\%B$ .....en zone courante.

**e. Section du béton.**

• **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1,5a & \text{Avec : } a=15\text{cm : épaisseur du voi} \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min \{22,5 \text{ cm}, 30\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 22,5 \text{ cm}$$

• **Longueur de recouvrement**

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

$40\varnothing$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

$20\varnothing$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

• **Diamètre maximale :**

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des armatures des potelets doit être inférieur ou égale au  $\frac{1}{10}$ ème de l'épaisseur du voile.

$$\varnothing \leq 0,1a = 0,1 \times 150 = 15\text{mm}.$$

**f. Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles (au moins 4 épingles par  $m^2$ ), dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

**g. 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 :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1,4V_u$$

$V_u$ : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

**VI.3.5. Les vérifications:**

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B+15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

$N_s$  : L'effort normal appliqué.

$B$  : section du béton.

$A$  : section des armatures adoptées (verticales).

$\bar{\sigma}_b$  : Contrainte admissible.

- **Vérification de la contrainte limite de cisaillement :**

- **D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99):**

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

Avec :

$$\bar{\tau}_u : \text{Contrainte limite de cisaillement } \bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right)$$

- **D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003):**

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1,4V_u$$

$V_u$ : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

$b$  : Epaisseur du voile.

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0,9 h$ ).

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

### VI.3.6. Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferraillage d'un voile transversal L= 3,1m sur la zone 1. (VL2)

#### a. Caractéristiques géométriques :

L(m)	e(m)	B (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )
3,1	0,2	0,62	1.13

Tableau VI.3.3 : Caractéristiques géométriques

#### b. Sollicitations de calcul :

On calcul les efforts ( $N_i$  et  $N_{i+1}$ ) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferraillage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

- $\sigma_{\max} = 4280,98 \text{KN/m}^2$
- $\sigma_{\min} = -8728,21 \text{KN/m}^2$

#### c. Largeur de la zone comprimée « $L_c$ » et de la zone tendue « $L_t$ » :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{4280.98}{4280.98 + 8728.21} \times 3.1 = 1.15 \text{m}$$

$$L_t = L - L_c = 3.1 - 1.15 = 1.95 \text{m}$$

#### C. Calcul « d » :

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d):

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = \left(\frac{4.07}{2}; \frac{2}{3} \times 1,1\right) = \min(2.035; 0.82) = 0,82 \text{m}$$

$$\text{Avec : } h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} = 4,42 - 0,35 = 4.07 \text{m}$$

#### Détermination de N :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{-8728.21(2.08 - 0.68)}{2.08} = -5874,223 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-8728.21 - 5874.223}{2} \times 0.68 \times 0.2 = -993.09 \text{KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times (L_t - d) \times e = \frac{-5874.223}{2} \times (2,08 - 0,68) \times 0,2 = -822,266 \text{KN}$$

### VI.3.7 Calcul des armatures :

#### A. Calcul des armatures verticales :

$$1^{\text{ere}} \text{ bande : } A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{992,97}{400 \times 10^{-1}} = 24,83 \text{ cm}^2$$

$$2^{\text{eme}} \text{ bande : } A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{822,39}{400 \times 10^{-1}} = 20,56 \text{ cm}^2$$

#### B. Les armatures de couture's :

$$A_{Vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} = 1,1 \times \frac{633,64 \times 1,4}{400 \times 10^{-1}} = 24,40 \text{ cm}^2$$

$$\bar{V} = 1,4 V_u$$

#### C. Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left( \frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B \right)$$

$$= \max \left( \frac{0,75 \times 0,2 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 75 \times 20 \right)$$

$$A_{\min} = \max (7,87 ; 3) = 7,87 \text{ cm}^2$$

Calcul des sections totales :

- $A_1 = A_{V1} + \frac{A_{Vj}}{4} = (24,83) + \left( \frac{24,40}{4} \right) = 30,93 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$
- $A_2 = A_{V2} + \frac{A_{Vj}}{4} = (20,56) + \left( \frac{24,40}{4} \right) = 26,66 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$

#### Ferraillage adopté :

	Section total	Ferraillage adoptée	Espacement
1 <sup>er</sup> bande	$A_1=30,35 \text{ cm}^2$	$2 \times 8 \text{ HA}16=32,17 \text{ cm}^2$	$S_t=9 \text{ cm}$
2 <sup>ème</sup> bande	$A_2=26,79 \text{ cm}^2$	$2 \times 9 \text{ HA}14=27,71 \text{ cm}^2$	$S_t=15 \text{ cm}$

**Tableau VI.3.5 : Ferraillage adopté.**

#### D. Armatures horizontales :

- D'après le BAEL 91 :  $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{32,17}{4} = 8,043 \text{ cm}^2$
- D'après le RPA:  $A_H \geq 0,15\%B = 0,0015 \times 20 \times 1.95 = 5.85 \text{ cm}^2$

On prend :  $A_H = 8.043 \text{ cm}^2$

Soit :  $6 \text{ HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2 / 1 \text{ m de hauteur ; avec } S_H = 17 \text{ cm.}$

**E. Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec HA8. (4HA8)

**VI.3.8. Les vérifications :**

▪ **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5 e, 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = 9 \text{ cm et } 15 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$S_h = 17 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{387,1 \times 10^3}{0,62 \times 10^6 + 15 \times 54,66 \times 10^2} = 0,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

- **Selon le RPA 2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 633,54 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4080} = 1,21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **D'après le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{633,54 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4080} = 0,86 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,86 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Chapitre VI :.....Ferraillage des éléments**

<b>Zones</b>		<b>Zone I</b>	<b>Zone II</b>	<b>zone III</b>	<b>zone IV</b>
<b>Caractéristiques géométriques</b>	L (m)	2,3	2,3	2,3	2,3
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m)	0,46	0,46	0,46	0,46
<b>Sollicitations de calcul</b>	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3799,09	1844,55	1899,69	2980,22
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-9134,68	-6130,19	-5553,45	-4428,1
	<b>Nature de la section</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>
	V <sub>u</sub> (kN)	254,88	187,79	145,54	103,55
	L <sub>t</sub> (m)	1,78	1,77	1,76	1,75
	L <sub>c</sub> (m)	0,52	0,53	0,54	0,55
	d (m)	0,86	0,85	0,83	0,80
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4567,340	3065,095	2776,725	2214,05
	N (kN)	N <sub>1</sub>	1112,89	812,87	713,80
		N <sub>2</sub>	370,962	270,956	237,933
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	27,82	20,32	17,84
		A <sub>v2</sub>	9,27	6,77	5,95
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		9,81	7,23	5,60
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	29,28	21,13	19,25
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	11,83	11,58	11,15
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		8,53	9,28	9,00
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	30,79	22,62	22,62
		Bonde 2	12,57	12,57	12,57
<b>Ferraillage des voiles</b>	Choix des barres	Bonde1	2x10HA14	2x10HA12	2x10HA12
		Bonde 2	2x8HA10	2x8HA10	2 x 8HA10
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	8 cm	8 cm	8 cm
		Bonde 2	15cm	15cm	15cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		2,44	2,65	2,57
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		7,20	5,66	5,66
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		7HA12/nap	7HA12/nap	7HA12/nap
<b>Vérification des contraintes</b>	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	Contrainte	$\sigma_u$ (MPa)	0,616	0,454	0,352
		$\sigma_b$ (MPa)	0,862	0,635	0,492
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	889,09	798,51	617,66
		$\sigma_b$ (MPa)	1,69	1,56	1,20

**Tableau VI.3.6 : ferraillage de voile longitudinal 1.**



Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,1	3,1	3,1	3,1
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m)	0,62	0,62	0,62	0,62
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4280,98	2423,19	1724,41	1982,23
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-8728,21	-3673,35	-3286,64	-3716,43
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	633,64	636,78	429,15	249,85
	L <sub>t</sub> (m)	1,95	1,90	1,80	1,75
	L <sub>c</sub> (m)	1,15	1,20	1,30	1,35
	d (m)	0,823	0,821	0,818	0,816
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	5874,223	2057,890	2137,033	2394,943
	N (kN)	N <sub>1</sub>	993,09	470,79	385,72
		N <sub>2</sub>	822,266	215,339	282,524
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	24,83	11,77	9,64
		A <sub>v2</sub>	20,56	5,38	7,06
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		24,40	24,52	16,52
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	30,93	17,90	13,77
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	26,66	11,51	11,19
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		7,14	8,63	7,47
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	32,17	18,12	18,12
		Bonde 2	28,15	15,83	11,00
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 8HA16	2x 8HA12	2x 8HA12
		Bonde 2	2x 7HA14	2x 7HA12	2 x 7HA10
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	9 cm	9 cm	9 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm	15 cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande		6,24	3,91	2,30
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		8,04	4,53	4,33
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		6HA14/nap	6HA12/nap	6HA10/nap
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	1,136	1,141	0,769
		$\tau_b$ (MPa)	1,590	1,598	1,077
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1649,59	1108,63	572,18
		$\sigma_b$ (MPa)	2,32	1,66	0,86

Tableau VI.3.7 : ferraillage de voile longitudinal 2.

Zones			Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		2,8	2,8	2,8	2,8
	e (m)		0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,56	0,56	0,56	0,56
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		5184,98	2073,37	2361,47	3871,52
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-9067,58	-5864,21	-5039,74	-5523,85
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)		577,27	338,35	188,78	120,57
	L <sub>t</sub> (m)		2,06	2,10	2,13	2,15
	L <sub>c</sub> (m)		0,74	0,70	0,67	0,65
	d (m)		1,05	1,00	0,95	0,87
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		4533,790	2932,105	2519,870	2761,93
	N (kN)	N <sub>1</sub>	1211,46	909,81	720,66	682,01
		N <sub>2</sub>	403,820	303,270	240,221	227,34
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	30,29	22,75	18,02	17,05
		A <sub>v2</sub>	10,10	7,58	6,01	5,68
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		22,22	13,03	7,27	4,64
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	35,84	26,00	19,83	18,21
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	10,83	10,42	8,82	7,84
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		10,35	9,86	9,01	8,64
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	36,19	27,71	20,36	20,36
		Bonde 2	11	11	11	11
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x 9HA16	2 x 9HA14	2 x 9HA12	2 x 9HA12
		Bonde 2	2 x 7HA10	2 x 7HA10	2 x 7HA10	2 x 7HA10
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	11 cm	11 cm	11 cm	11 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande		5,34	6,21	1,32	1,32
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		7,05	6,93	5,18	5,06
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		7HA12/nap	7HA12/nap	7HA10/nap	7HA10/nap
Vérification des contraintes	ep =20cm		A=7,92cm <sup>2</sup>	A=7,92cm <sup>2</sup>	A=5,50cm <sup>2</sup>	A=5,50cm <sup>2</sup>
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	1,145	0,671	0,375	0,239
		$\tau_b$ (MPa)	1,604	0,940	0,524	0,335
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	564,82	453,95	363,84	283,65
		$\sigma_b$ (MPa)	0,90	0,73	0,60	0,47

Tableau VI.3.8 : ferrailage de voile transversal 1.

Zones			Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		4	4	4	4
	e (m)		0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,8	0,8	0,8	0,8
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		5299,27	1292,4	2969,06	3985,58
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-7253,29	-4076,88	-4820,13	-4293,74
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)		416,88	353,62	273,85	123,85
	L <sub>t</sub> (m)		2,30	2,25	2,20	2.15
	L <sub>c</sub> (m)		1,70	1.75	1.80	1.85
	d (m)		1,25	1,23	1,20	1,17
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		3626,645	2038,440	2410,065	2146,870
	N (kN)	N <sub>1</sub>	1257,36	928,67	894,84	668,03
		N <sub>2</sub>	419,119	309,556	298,281	222,678
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	31,43	23,22	22,37	16,70
		A <sub>v2</sub>	10,48	7,74	7,46	5,57
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		16,05	13,61	10,54	4,77
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vi</sub> /4	35,45	26,62	25,01	17,89
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vi</sub> /4	10,48	11,14	10,09	6,76
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		12,13	15,95	13,00	10,89
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	36,95	27,14	27,14	18,85
		Bonde 2	15,83	15,83	15,83	11
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x 12 HA14	2 x 12HA12	2 x 12HA12	2 x 12HA10
		Bonde 2	2 x 7HA12	2 x 7HA12	2 x 7HA12	2 x 7HA10
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm
		Bonde 2	15cm	15cm	15cm	15cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande		6,93	9,11	6,00	6,00
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		9,24	6,79	6,79	4,71
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		7HA14/nap	8HA12/nap	6HA12/nap	6HA12/nap
Vérification des contraintes	ep =20cm		A=10,78cm <sup>2</sup>	A=9,05cm <sup>2</sup>	A=6,79cm <sup>2</sup>	A=6,79cm <sup>2</sup>
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,579	0,491	0,380	0,172
		$\tau_b$ (MPa)	0,811	0,688	0,532	0,241
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1416,64	812,75	438,88	389,22
		$\sigma_b$ (MPa)	1,61	0,94	0,51	0,46

Tableau VI.3.9 : ferrailage de voile transversal 2.

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,1	2,1	2,1	2,1
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m)	0,42	0,42	0,42	0,42
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3065,32	1298,54	2046,61	4256,85
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-7265,21	-3888,29	-4044,61	-5082,65
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	992,45	786,88	453,63	312,35
	L <sub>t</sub> (m)	1,40	1,42	1,45	1,48
	L <sub>c</sub> (m)	0,70	0,68	0,65	0,62
	d (m)	0,75	0,73	0,72	0,68
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3632,605	1944,145	2022,305	2541,325
	N (kN)	N <sub>1</sub>	804,74	459,09	422,99
		N <sub>2</sub>	268,246	153,029	140,996
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	20,12	11,48	10,57
		A <sub>v2</sub>	6,71	3,83	3,52
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		38,21	30,29	17,46
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	29,67	19,05	14,94
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	6,71	11,40	7,89
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		7,75	8,26	7,32
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	30,79	22,61	15,71
		Bonde 2	18,47	13,57	9,42
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x 10HA14	2 x 10HA12	2 x 10HA10
		Bonde 2	2 x 6HA14	2 x 6HA12	2 x 6HA10
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	8 cm	8 cm	8 cm
		Bonde 2	11cm	11cm	11cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande		4,43	4,72	6,00
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		7,70	5,65	3,93
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		8HA12/nap	8HA10/nap	8HA10/nap
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	2,626	2,082	1,200
		$\tau_b$ (MPa)	3,676	2,914	1,680
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	903,3	621,6	318,84
		$\sigma_b$ (MPa)	1,83	1,31	0,70

Tableau VI.3.10 : ferrailage de voile transversal 3.

# Chapitre VII :

## Etude de l'infrastructure

**Introduction :**

Les fondations sont les organes de transition des charges entre les éléments porteurs de la structure et le sol. Cette transmission de charges au sol se fait, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (puits, pieux).

Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

1. reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
2. Transmettre ces charges et surcharges au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

**VII.1. Choix du type des fondations :**

Le type de fondation à adopter est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol,
- La profondeur des bonnes couches du sol,
- Le tassement du sol,
- Le mode de construction de la structure.

Dans notre cas on aura à choisir entre des semelles filantes et un radier général selon les résultats du dimensionnement.

**VII.2. Dimensionnement :****a. Dimensionnement de la Semelle isolé :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal «  $N_{ser}$  » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

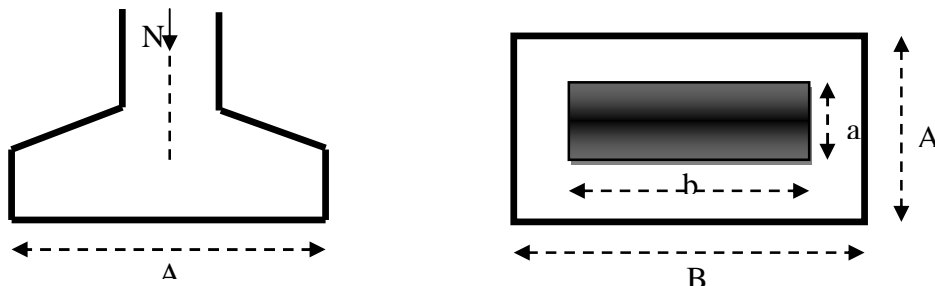
$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = \frac{55}{55} = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carré}).$$

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

$$N_{ser} = 1413.31 \text{ KN} , \quad \sigma_{sol} = 200 \text{ KN / m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 2.66 \text{ m}$$

**Remarque :**

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.



**Figure VII.1 : Dimensionnement d'une fondation**

**b. Semelle filante :**

**1. Dimensionnement des semelles filantes sous voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N, données par la condition la plus défavorable

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{\text{sol}} \cdot L}$$

$$N_s = G + Q$$

Avec:

B: La largeur de la semelle.

L: Longueur de la semelle.

G: Charge permanente revenant au voile considéré.

$\sigma_{\text{sol}}$ : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	N <sub>s</sub> (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
VL1	1266.41	2.3	2.78	6.34
VL2	1503.81	3.1	2.43	7.53
$\Sigma S \text{ (m}^2\text{)}$				<b>13.87</b>

**Tableau VII-1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)**

Voiles	N <sub>s</sub> (KN)	L (m)	B (m)	S =B.L (m <sup>2</sup> )
VT1	21049.78	2.80	0.768	1.152
VT2	1304.93	4.00	0.956	3.681
VT3	1304.93	1.50	1.309	1.964
$\Sigma S \text{ (m}^2\text{)}$				<b>16.419</b>

**Tableau VII-2 Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal )**

$$S_v = \sum S_i = S_l + S_t$$

$$S_v = 30,289 \text{ m}^2$$

Avec: S<sub>v</sub>: Surface totale des voiles.

**2. Dimensionnement des semelles filantes sous poteau :**

**A. Étape de calcul :**

a) Déterminer la résultante des charges  $R = \sum N_i$

b) Déterminer la Coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

c) Déterminer la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e < \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition triangulaire

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

- Détermination de la largeur de la semelle  $B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}}$

- Détermination de la hauteur de la semelle :

$$\frac{l}{6} \leq h_t \leq \frac{l}{6}$$

Avec :

L : distance entre nus des poteaux.

-Calcul l'effort tranchant le long de la semelle.

-Calcul le moment fléchissant le long de la semelle.

-Calcul la semelle comme une poutre continue devant résister aux effort tranchants et moments fléchissant.

-Calcul la semelle dans le sens transversal.

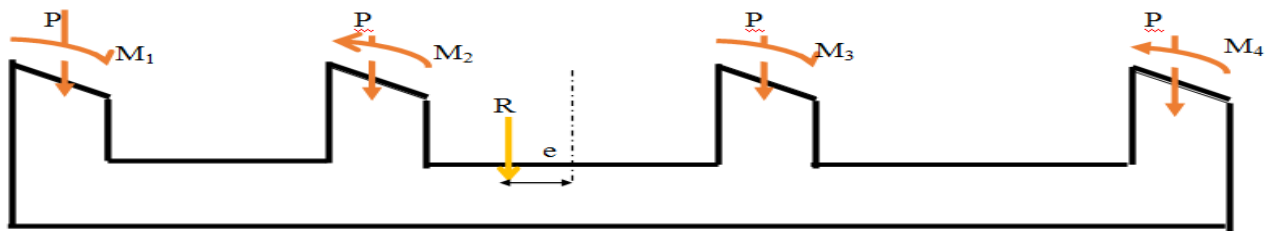


Figure VII. 2 : Schéma d'une semelle filante

B- Exemple de calcul :

Poteaux	N <sub>i</sub> (G+Q)	NTOTAL	Moment	e <sub>i</sub> (m)	N <sub>i</sub> x e <sub>i</sub>
A	824.17	9601.62	12.07	12.35	10178.49
B	1251.29		9.67	9.15	12094.97
C	1413.31		6.51	5.15	7278.55
D	1374.89		11.99	1.55	2131.07
E	1319.32		18.95	-1.55	-2044.95
F	1361.58		7.09	-5.15	-7012.14
G	1241.41		5.77	-9.15	-11358.90
H	815.65		11.84	-12.35	-10073.27

Tableau VII-3 Surface de semelles filantes sous poteaux



## Chapitre VII : ..... Etude de l'infrastructure

- Détermination de la charge totale transmise par les poteaux

$$R = \sum N_i = 9601.62 \text{ KN}$$

- Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle

$$e = \frac{\sum (N_s e_i) + \sum M_i}{R}$$

$$e = \frac{1193.83 + 83.89}{9601.62}$$

$$e = 0.133 \text{ m}$$

-Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = 0.133 < \frac{12.35}{6} = 2.058 \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

**Les contraintes sous la semelle sont :**

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{9601.62}{25} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.133}{25}\right) = 371.055 \text{ KN / ml}$$

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{9601.62}{25} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.133}{25}\right) = 396.35 \text{ KN / ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{9601.62}{25} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.133}{25}\right) = 390.19 \text{ KN / mL}$$

**- Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{390.19}{200} = 1.951 \text{ m} \quad \text{En prends : } B = 2 \text{ m}$$

**La surface de la semelle filante sous poteau :**

$$\Rightarrow S_p = B \times L = 2 \times 25 = 50 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_p = 50 \text{ m}^2$$

**La surface totale occupe par la semelle filante sous poteau :**

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$\Rightarrow S_{\text{tot}} = n S_p + S_v$$

$$S_{\text{tot}} = 7 \times 50 + 30.289$$

$$S_t = 380.289 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 25 \times 19.9 = 497.5 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{380.289}{497.5} = 0.764$$

La surface des semelles représente 76,4 %

Donc :  $S_t > 50\% S_{\text{bat}}$

**Conclusion :**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à 50 % de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général qui offrira :

- Une facilité de coffrage ;
- Une rapidité d'exécution ;
- Présentera une grande rigidité.
- Une bonne répartition des charges.
- Évite les tassements différentiels important.

**VII.3. Étude du radier :**

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle, travaillent comme un plancher renverser. Dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier .

**A-Redimensionnement du radier :**

- **Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$ )

- **Selon la condition forfaitaire :**

**a- Sous voiles :**

$$L_{\max} = 4.25 \text{ m}$$

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 53 \text{ cm} \leq h \leq 85 \text{ cm}$$

$h$  : épaisseur du radier

$L_{\max}$  : distance entre deux voiles successifs ;

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de  $h = 85 \text{ cm}$ .

**b-Sous poteaux :****b.1 -Dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

$L_{\max}$  : est la plus grande distance entre deux files successives avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h_d \geq \frac{425}{20} = 21,25 \text{ cm}$$

En prends :  $h_d = 30 \text{ cm}$

**b.2 -Nervure (poutre) :**

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante

La hauteur de la nervure :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{425}{10} = 42,5 \text{ cm}$$

Soit  $h_n = 80 \text{ cm}$

**Remarque:**

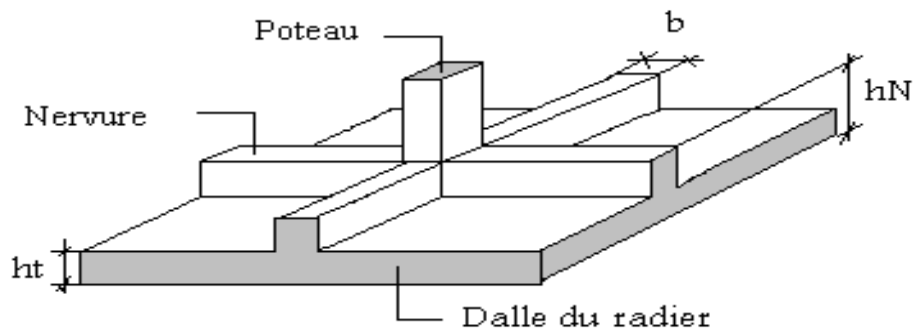
Des deux précédents pré dimensionnement, nous notons une différence d'épaisseurs du radier. Adopter ces résultats, nous permettra d'économiser une quantité de matériaux considérable, mais le volume horaire à consacrer pour sa réalisation aurait été de taille. Pour cela, nous adopterons une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier.

Nous prendrons  $h = 80 \text{ cm}$ .

- La largeur de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \implies 32 \leq b_n \leq 56 \text{ cm}$$

$$b_n = 55 \text{ cm}$$



**Figure VII.3: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux**

**b.3 -Épaisseur de la dalle flottante :**

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40} \quad (\text{Dalle sur quatre appuis})$$

$$8,5 \text{ cm} \leq h_t \leq 10,63 \text{ cm} \quad \text{Soit } h_t = 10 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \implies \frac{425}{8} \leq h \leq \frac{425}{5} \implies 53,13 \leq h \leq 85$$

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

• **Condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec,  $L_e$  : Longueur élastique.

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40 \text{ MPa}$ .

$I = \frac{bh^3}{12}$  : L'inertie de la section du radier (bonde de 1m).

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$ .

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux voiles successives.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4250\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.84 \text{ m}$$

Soit :  $h = 90 \text{ cm}$ .

**Conclusion :**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 80 \text{ cm}$  ..... Hauteur de la nervure.

$h_d = 30 \text{ cm}$  ..... Hauteur de la dalle.

$b = 55 \text{ cm}$  ..... Largeur de la nervure.

**B. surface minimale de radier :**

Pour la détermination de la surface il faut vérifier la condition suivante :

- **Calcul des charges nécessaire au radier :**

• **Poids de la structure :**

Pour le calcul des charges de la superstructure on fait la somme des masses des planchers

La charge permanente:  $G = 45256,52 \text{ KN}$

La surcharge d'exploitation:  $Q = 8650,92 \text{ KN}$

• **Condition d'action:**

**ELU:**  $N_u = 1,35G + 1,5Q = 1.35 \times 45256,52 + 1.5 \times 8650,92 = 74072,682 \text{ KN}$

**ELS:**  $N_s = G + Q = 45256,52 + 8650,92 = 53907,44 \text{ KN}$

• **Détermination de la surface nécessaire du radier**

$$\text{ELU : } S_{\text{rad}} \geq \frac{N_u}{1,33 \sigma_{\text{sol}}} = \frac{74072,682}{1,33 \times 200} = 278,469 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS : } S_{\text{rad}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{53907,44}{200} = 269,537 \text{ m}^2$$

**La surface nécessaire du radier**

$$S_{\text{radier}} = \text{Max} (S_{\text{radier}}^{\text{ELU}} \text{ et } S_{\text{radier}}^{\text{ELS}})$$

$$S_{\text{radier}} = 278,469 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 25 \times 19,9 = 497,5 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 278,469 \text{ m}^2$$

**Commentaire :**

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit

$$L_{\text{deb}} \geq \max \left( \frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \max \left( \frac{100}{2}; 30 \text{ cm} \right) = 50 \text{ cm}$$

h : la hauteur de la nervure

Donc on ajoute au radier un débord minimal de largeur  $L_d$ , avec  $L_d \geq \left( \frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right)$

$\Rightarrow$  On prend  $L_d = 50 \text{ cm}$

$$S_{\text{debord}} = [(19,9 + 2 \times 0,5) \times (25 + 2 \times 0,5)] - [25 \times 19,9]$$

$$S_{\text{debord}} = 45,9 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{debord}} = 497,5 + 45,9 = 543,4 \text{ m}^2$$

**C. Détermination des efforts à la base de radier :**

**1. poids totale de radier :**

$$P_{\text{radier}} = P_{\text{dalle}} + P_{\text{nervure}} + P_{\text{TVO}} + P_{\text{dalle flottante}}$$

• **poids de la dalle :**

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \cdot h_d \cdot \rho_b$$

$$P_{\text{dalle}} = 543,4 \times 0,3 \times 25 = 4075,5 \text{ KN}$$

- **poids de la nervure :**

$$P_{\text{nervure}} = b_n (h_n - h_d) \rho_b \sum (L_x \cdot n + L_y \cdot m)$$

$$P_{\text{nervure}} = 0,7 \times (1 - 0,3) \times 25 \times \sum (25 \times 8 + 19,9 \times 9) = 4643,98 \text{ KN}$$

**- poids de TVO :**

$$P_{TVO} = (S_{\text{radier}} - S_{\text{nervure}}) (h_n - h_d) \rho_{TVO}$$

$$S_{\text{nervure}} = h_n \sum (L_x \cdot n + L_y \cdot m)$$

$$S_{\text{nervure}} = 1 \times \sum (25 \times 8 + 19.9 \times 9) = 379.1 \text{ m}^2$$

$$P_{TVO} = (543.4 - 379.1) \times (1 - 0.3) \times 17 = 1955.17 \text{ KN}$$

**- poids de la dalle flottante :**

$$P_{df} = S_{\text{radier}} \cdot e_{pdf} \cdot \rho_b$$

$$P_{df} = 543.4 \times 0.1 \times 25 = 1358.5 \text{ KN}$$

**• poids totale de l'ouvrage :**

$$G_{\text{totale}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{batiment}}$$

$$G_{\text{totale}} = [1358.5 + 1955.17 + 4643.98 + 4075.5] + 45256.52$$

$$G_{\text{totale}} = 57289.67 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{totale}} = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{batiment}}$$

$$Q_{\text{totale}} = 3.5 \times 543.4 + 8650.92$$

$$Q_{\text{totale}} = 10552.82 \text{ KN}$$

**2. Combinaisons d'action :**

$$L'ELU : N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 12994.47 + 1.5 \times 2941.93$$

$$N_u = 21955.43 \text{ KN}$$

$$L'ELS : N_s = G + Q = 12994.47 + 2941.93$$

$$N_s = 15936.4 \text{ KN}$$

**D. Vérifications :****1. Vérification de résistance au cisaillement (Art : A.5.2.2 du BAEL 91 modifié 99)**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}, 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa.} \quad (\text{BAEL 91})$$

Avec :

b : bande de largeur 1m.

d : hauteur utile = 0,9 h<sub>d</sub> = 0,9 x 0.3 = 0.27 m

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{21955.43 \times 0.7}{543.4} \cdot \frac{4.25}{2} = 25.76\text{KN.}$$

$$\tau_u = \frac{25.76 \times 10^{-2}}{0.7 \times 0.27} = 0.19 \text{ MPa.} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## 2. Vérification de la stabilité du radier :

Elle consiste, à vérifier les contraintes du sol sous le radier ; sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux dus aux charges verticales.
- Effort de renversement du au séisme

$$M = M_0 + T_0 h$$

$M_0$  : moment sismique à la base de la structure

$T_0$  : Effort tranchant à la base de la structure

$h$  : profondeur de l'infrastructure

le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

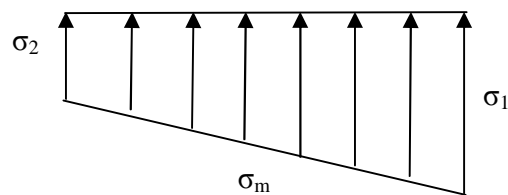
$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

$$\text{E L U : } \sigma_m \leq 1,33 \sigma_{sol}$$

$$\text{E L S : } \sigma_m \leq 1,33 \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M V}{I}$$



**Figure : VII. 4 .Diagramme des contraintes du sol**

### a. Position du centre de gravité:

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 12.50m$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 9,95m$$

$$X_G = 12.50m$$

$$Y_G = 9.95m$$

### b. Moments d'inertie:

$$I_{xx} = \frac{bxh^3}{12} = \frac{25 \times 19.9^3}{12} = 16417.91m^4$$

$$I_{yy} = \frac{hxb^3}{12} = \frac{19.9 \times 25^3}{12} = 25911.46m^4$$

$$I_{xx} = 16417.91 m^4$$

$$I_{yy} = 25911.46m^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contrainte 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.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

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

• **Sens longitudinal :**

$$M_x = 102871,9 + 2325,01 \times 1 = 105196,91 \text{ KN.m.}$$

- **ELU:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_U}{S_{rad}} \pm \frac{M_Y}{I_{yy}} Y_G = \frac{74072,682}{543,4} \pm \frac{105196,91}{25911,46} \times 12,5$$

$$\sigma_1 = 187,062 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 85,565 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 187,062 + 85,565}{4} = 161,709 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{On à : } \bar{\sigma}_{sol} = 0,2 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad 1,33 \bar{\sigma}_{sol} = 0,266 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_M = 161,688 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **ELS :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{53907,44}{543,4} \pm \frac{105196,91}{25911,46} \times 12,5$$

$$\sigma_1 = 149,952 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 48,456 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 124,578 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sens transversal :**

$$M_y = 105309,1 + 2913,34 \times 1 = 108222,44 \text{ KN.m}$$

- **ELU:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_U}{S_{rad}} \pm \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{74072,682}{543,4} \pm \frac{108222,44}{16417,91} \times 9,95$$

$$\sigma_1 = 201,901 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 70,726 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 169,107 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$



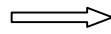
- **ELS :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{My}{I_{yy}} Y_G = \frac{53907,44}{543,4} \pm \frac{108222,44}{16417,91} \times 9,95$$

$$\sigma_1 = 164,792 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 33,616 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M = 131,998 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$



Condition vérifiée.

Contraintes		ELU			ELS		
		$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_m$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_m$
Sens	XX	187,062	85,565	161,688	149,952	48,456	124,578
	YY	201,901	70,726	169,107	164,792	33,616	131,998
$\sigma_m^{max}$		169,107			131,998		

**Tableau VII.4 : résumé les contraintes à l'ELU et à l'ELS**

### 3. Vérification de l'effort de sous pression

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq F_s S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z$$

$F_s$ : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement  $F_s = 1.5$

$\gamma_w$  : poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ )

$Z$  : Profondeur de l'infrastructure  $h = 1 \text{ m}$

$P$  : poids totale a la base de radier

$$P = G_{superstructure} + G_{infrastructure} = 12994.47 \text{ KN}$$

$$F_s \cdot S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1.5 \times 543.4 \times 10 \times 1 = 8151 \text{ KN}$$

$$P = 12994.47 > 8151 \text{ KN} \Rightarrow \text{pas de risque de soulèvement de la structure.}$$

### 4. Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2 4 BAEL91/modifier 99) :

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec :} \quad N_u = \frac{1,35.G + 1,5.Q}{L}$$

$\mu_c$  : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU

$h$  : hauteur de la nervure égale a 100 cm

$a$  : Épaisseur du poteau ou du voile.

$b$  : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

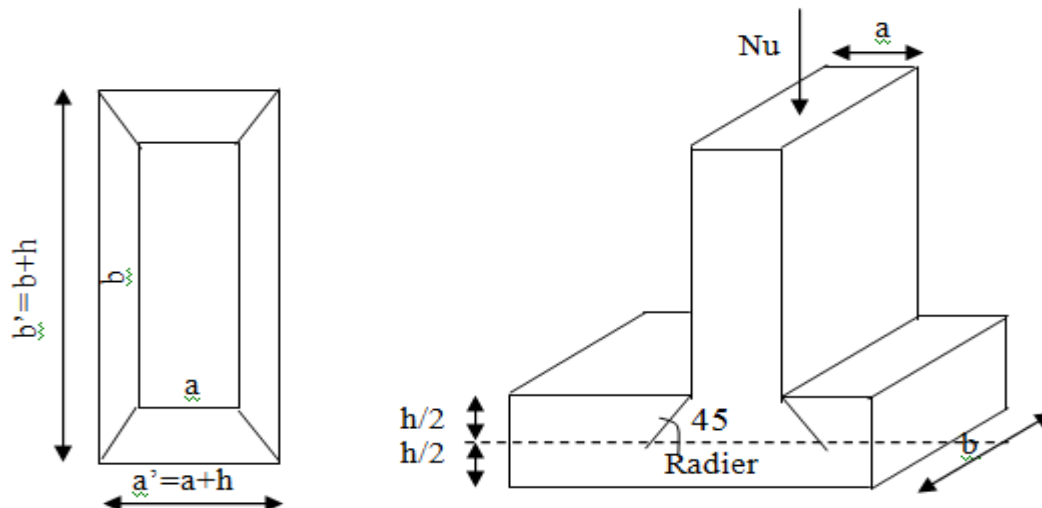


Figure : VII.5.: Périmètre utile des voiles et des poteaux

**a. Vérification pour les poteaux : (Poteau le plus sollicité).**

$$\mu_c = (a' + b') = (a + b + 2h) \times 2 = (0.50 + 0.50 + 2 \times 1) \times 2 = 6\text{m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0.07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 6 \times 1 \times 25000}{1.5} = 7000\text{KN}$$

$$Nu = 2447,27 \text{ KN} < \bar{N}_u = 7000 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

**b. Vérification pour les voiles : (Voile le plus sollicité).**

$$\mu_c = (a' + b') = (a + b + 2h) \times 2 = (0.25 + 1 + 2 \times 1) \times 2 = 6.5 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0.07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 6.5 \times 1 \times 25000}{1.5} = 7583.33\text{KN}$$

$$Nu = 1052,36\text{KN} < \bar{N}_u = 7583.33 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

**5. Ferrailage du radier :**

Pour ferrailage de radier on utilise les méthodes expose dans le **BAEL 91 modifié 99** on considère la dalle de radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément repartie et encastre sur 4 cotées

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis soumis aux charges des dalles et de la réaction du sol.

On distingue deux cas :

**a) 1<sup>er</sup> Cas :**

Si  $\rho < 0,4$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{Et} \quad M_{oy} = 0$$

**b) 2<sup>ème</sup> Cas :**

Si  $0,4 \leq \rho \leq 1$  ; les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée  $L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée  $L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec } (L_x < L_y)$$

**Remarque :**

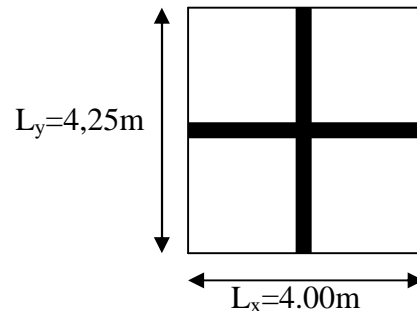
Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

**a. Ferrailage de la dalle**

- **Identification du panneau :**

$L_x = 4.00 \text{ m}$  ;  $L_y = 4,25 \text{ m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.00}{4.25} = 0,94$$



**Figure VII.6. Poteau le plus sollicité**

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_M^{\max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

**L'E.L.U :**

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 169,107 - \frac{12033,15}{543,4} = 146,96 \text{ kN/m}^2$$

**L'E.L.S :**

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 131,998 - \frac{12033,15}{543,4} = 109,854 \text{ kN/m}^2$$

**a.1. Calcul à l'ELU ( $v = 0$ ) :**

$$\begin{array}{lcl} \rho = 0.94 & \longrightarrow & \mu_x = 0.0419 \\ v = 0 & & \mu_y = 0.864 \end{array}$$

• **Evaluation des moments  $M_x, M_y$  :**

$$M_x = \mu_x \times q_x \times L_x^2 = 0,0419 \times 146,96 \times 4,00^2 = 98,522 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0,864 \times 98,522 = 85,123 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

- Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :
  - moment en travée :  $0,75M_{OX}$  ou  $0,75M_{OY}$
  - moment sur appuis :  $0,5M_{OX}$  ou  $0,5M_{OY}$
- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assuré un encastrement partiel
  - moment en travée :  $0,85M_{OX}$  ou  $0,85M_{OY}$
  - moment sur appui de rive :  $0,3M_{OX}$  ou  $0,3M_{OY}$
  - moment sur appui intermédiaire :  $0,5M_{OX}$  ou  $0,5M_{OY}$

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

Après calcul des moments isostatiques des différents panneaux dans les deux sens on constate que le panneau 1 est le plus défavorable. Pour cela on adoptera le ferrailage de ce dernier pour les autres panneaux

• **Moments en travées** (panneau d'intermédiaire)

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 0,75 \times 98,522 = 73,892 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 0,75 \times 85,123 = 63,842 \text{ kNm}$$

• **Moments sur appuis intermédiaire**

$$M_{ax} = -0,5 M_x = -0,5 \times 98,522 = -49,261 \text{ KNm}$$

$$M_{ay} = -0,5 M_y = -0,5 \times 85,123 = -42,562 \text{ KNm}$$

**a.2. Ferrailage de panneaux :**

• **Sens de la petite portée (X-X):**

✓ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{73,892 \times 10^6}{1000 \times (270)^2 \times 14,2} = 0,071 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,071 \rightarrow \beta = 0,9635$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}^x}{\beta_u d \sigma_{st}} = \frac{73,892 \times 10^3}{0,9635 \times 27 \times 348} = 8,16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit 6HA14/ml = 9,23 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 16,5 [cm]

✓ **Aux appuis :**

Le signe (-) désigne que la fibre supérieur est tendue.

$$\mu_u = \frac{M_{ua}^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{49,26 \times 10^6}{1000 \times (270)^2 \times 14,2} = 0,048 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,048 \rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}^x}{\beta_u d \sigma_{st}} = \frac{49,26 \times 10^3}{0,975 \times 27 \times 348} = 5,38 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit 6HA12/ml = 6,78 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 16,5 [cm]

• **Sens de la grande portée (Y-Y) :**

✓ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}^y}{bd^2 f_{bu}} = \frac{63,842 \times 10^6}{1000 \times (270)^2 \times 14,2} = 0,062 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,062 \rightarrow \beta = 0,968$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}^y}{\beta_u d \sigma_{st}} = \frac{63,842 \times 10^3}{0,968 \times 27 \times 348} = 7,02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit 6HA14/ml = 9,23cm<sup>2</sup> avec un espacement de 16,5 [cm]

✓ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}^y}{bd^2 f_{bu}} = \frac{42,562 \times 10^6}{1000 \times (270)^2 \times 14,2} = 0,041 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,041 \rightarrow \beta = 0,9795$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}^y}{\beta_u d \sigma_{st}} = \frac{42,562 \times 10^3}{0,9795 \times 27 \times 348} = 4,62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit 6HA12/ml = 6,78cm<sup>2</sup> avec un espacement de 16,5 [cm]

Sens	Zone	M <sub>u</sub>	μ	β	Abs	A(cm <sup>2</sup> )	ferrailage	A <sub>adoptee</sub>	S <sub>t</sub> (cm)
x-x	Travée	73 ,892	0,071	0,9635	SSA	8,16	6HA14	9,23	16,5
	appuis	-49,26	0,048	0,975	SSA	5,38	6HA12	6,78	16,5
y-y	Travée	63,842	0,062	0,968	SSA	7,02	6HA14	9,23	16,5
	appuis	-42,562	0,041	0,9795	SSA	4,62	6HA12	6,78	16,5

**Tableau VII.5 : résultats des ferrillages**

**a.3. Vérification à l'ELU :**

- **Vérification de la condition de non fragilité : (Art B.7.4. BAEL91 /modifiée 99 )**

- **Armatures parallèles à L<sub>x</sub> :**

$$W_x = \frac{A_{min}^x}{b \times h} \geq W_0 \times \frac{3-\rho}{2}$$

$$A_{min}^x = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} ; \quad \text{Avec : } W_0 = 0,8\text{‰ pour les HA FeE400.}$$

$$A_{min}^x = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0,94}{2} = 2,472 \text{ cm}^2.$$

- **Armatures parallèles à L<sub>y</sub> :**

$$W_y = \frac{A_{min}^y}{b \times h} \geq W_0$$

$$A_{min}^y \geq W_0 \times b \times h$$

$$A_{min}^y = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2$$

Sens	Zone	A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	observations
<b>XX</b>	Appuis	9,23	2,472	Condition vérifiée
	Travées	6,78		Condition vérifiée
<b>YY</b>	Appuis	9,23	2,4	Condition vérifiée
	Travées	6,78		Condition vérifiée

**Tableau VII. 6 : Vérification de la condition de non fragilité**

- **Espacement des barres. (Art A 8, 2,42. BAEL91 /modifiée 99)**

$$\text{Sens x-x } S_t \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 16,5 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\text{Sens y-y } S_t \leq \min (4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 16,5 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement. (Art A 5,1.1. BAEL91 /modifiée 99)**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$$

$$P = q_{um} \times l_x \times l_y = 146,96 \times 4,00 \times 4,25 = 2498,32 \text{ KN/m}^2$$

**Sens X-X :**

$$V_u^{max} = V_u = \frac{P}{3 \times l_y} = \frac{2498,32}{3 \times 4,25} = 195,947 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \cdot d} = \frac{195,947 \cdot 10^3}{1000 \times 270} = 0,73 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,73 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Sens Y-Y :**

$$V_u^{max} = V_u = \frac{P}{2 \times l_y + l_x} = \frac{2498,32}{2 \times 4,25 + 4} = 199,866 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \cdot d} = \frac{199,866 \cdot 10^3}{1000 \times 270} = 0,74 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,74 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$\tau < \bar{\tau}_u \rightarrow$  la condition est vérifiée, donc aucune armature d'effort tranchant n'est requise.

**a.4.Calcul à L'ELS: (v = 0,2)**

• **Evaluation des moments  $M_x$ ,  $M_y$ :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4,25} = 0,94 \quad \begin{matrix} \mu_x = 0,0813 \\ \mu_y = 0,519 \end{matrix}$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times L_x^2.$$

$$M_y = \mu_y \times M_x.$$

$$q_s = 179,70 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{On obtient: } M_x = 0,0813 \times 109,854 \times (4)^2 = 142,898 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,519 \times 142,898 = 74,164 \text{ KN.m}$$

• **Moments aux appuis :**

$$M_{ua}^x = (-0,5) \times M_x = (-0,5) \times 142,898 = -71,449 \text{ KNm}$$

$$M_{ua}^y = (-0,5) \times M_y = (-0,5) \times 74,164 = -37,082 \text{ KNm}$$

• **Moment en travées :**

$$M_{ut}^x = (0,75) \times M_x = (0,75) \times 142,898 = 107,174 \text{ KNm}$$

$$M_{ut}^y = (0,75) \times M_y = (0,75) \times 74,164 = 55,623 \text{ KN.m}$$

**a.5. Vérification état limite de compression**

• **Contraintes dans les aciers :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_s = \frac{M^{max}}{B_1 d A_{st}} \leq \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 9,23}{100 \times 27} = 0,342$$

$$\rho_1 = 0,342$$

$$B_1 = 0,909 \quad \Longrightarrow \quad K_1 = 39,95$$

$$\sigma_s = \frac{M^{max}}{B_1 d A_{st}} = \frac{71,449 \times 10^6}{0,909 \times 270 \times 923} = 315,404 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 315,404 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{315,404}{39,95} = 7,895 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,895 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les contraintes suivant (x) sont plus défavorables, donc les contraintes suivant (y-y) sont vérifiées.

Sens	Zone	Ms	A adoptée	$\rho_1$	$\beta_1$	$k_1$	$\sigma_s$	$\overline{\sigma_s}$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma_{bc}}$	vérifications
X- X	Appuis	-71,449	9,23	0,342	0,909	39,95	315,405	348	7,895	15	vérifiée
	Travée	107,174	6,78	0,251	0,9021	47,89	648,995		13,552		vérifiée
Y- Y	Appuis	-37,082	9,23	0,342	0,909	39,95	315,405		7,895		vérifiée
	Travée	55,623	6,78	0,251	0,9021	47,89	648,995		13,552		vérifiée

**Tableau VII. 7 : Vérifications des contraintes à l'ELS**

**Conclusion :**

Le ferrailage adopté pour la dalle du radier à l'ELU est satisfaisant



#### VII.4. Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie Figure XI.3. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

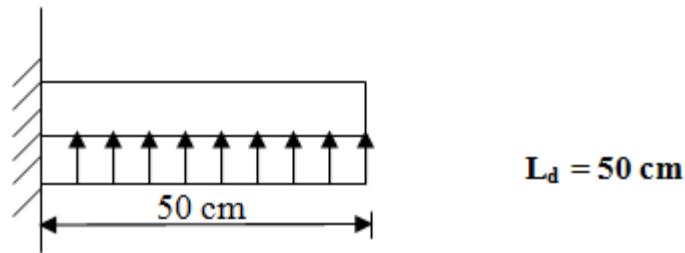


Figure VII.7 Schéma statique du débord

##### b.1. Sollicitation de calcul

- l'ELU

$$P_u = q_u = 146,96 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-146,96 \times 0,5^2}{2} = -18,37 \text{ KN.m}$$

- l'ELS

$$P_s = q_s = 109,85 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-109,854 \times 0,5^2}{2} = -13,732 \text{ KN.m}$$

##### b.2. Calcul des armatures

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 27 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{18,37 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,0178 < \mu_r = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,0178 \rightarrow \beta_u = 0,901$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{18,37 \times 10^6}{0,901 \times 270 \times 348} = 2,169 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u = 2,169 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_a = 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

##### b.3. Vérification à l'ELU

- Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1 BAEL 91/ modifié 99) :

On doit vérifier :  $A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

On adopte 5 HA10 = 3,93 cm<sup>2</sup>

$$A_u = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 3,26 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,983 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$$

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

#### b.4. Vérification à l'ELS

- **Vérification des contraintes dans les aciers :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 27} = 0,146$$

$$\beta_1 = 0,9375 \implies \alpha_1 = 0,1875$$

$$K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,1875}{15(1-0,1875)} = 0,0154$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{13,732 \times 10^6}{0,9375 \times 270 \times 393} = 138,04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 138,04 \text{ MPa} \leq \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifié}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = K_1 \cdot \sigma_{st} \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$$\sigma_{bc} = K_1 \cdot \sigma_{st} = 0,0154 \times 138,04 = 2,126 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifié}$$

#### Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord. Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

## VII.5. Étude de la nervure :

### A. Chargement revenant à la nervure :

Cela consiste à trouver la largeur de dalle (panneau) correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $l_m$ ) et le même effort tranchant (largeur  $l_t$ ) que le diagramme trapézoïdal. Ainsi sous ce chargement devenu uniformément repart et le calcul devient classique

### Cas de chargement trapézoïdal :

Moment fléchissant :  $l_m = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$

Effort tranchant :  $l_t = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$

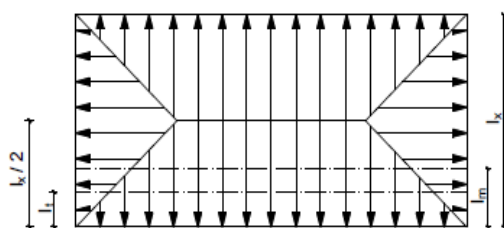


Figure VII.8 : Répartition trapézoïdale.

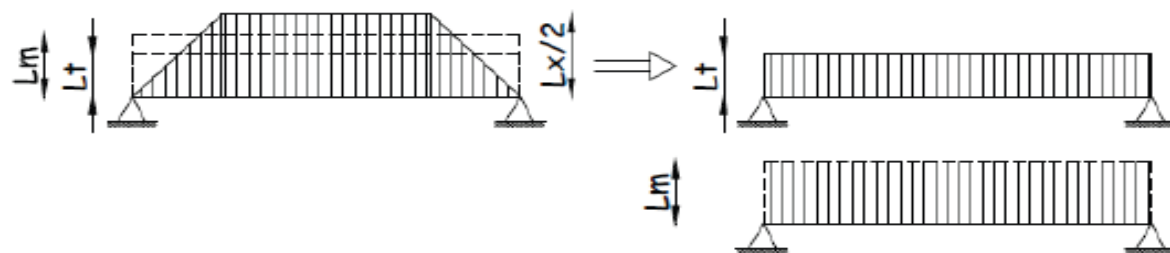
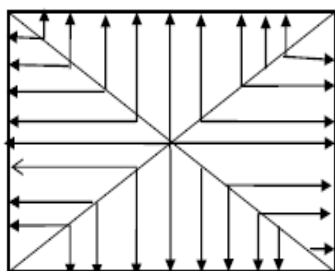


Figure VII.9 : Présentation des chargements simplifiés.

### Cas de chargement triangulaire :

Moment fléchissant :  $l_m = 0.333 \times l_x$

Effort tranchant :  $l_t = 0.25 \times l_x$



Figures VII.10 : Répartition triangulaire.

On a:  $b_n = 55 \text{ cm}$

$$h_n = 80 \text{ cm}$$

### **B. Charges à considérées :**

- Moments fléchissant :

$$Q_{um} = q_u \times l_m$$

$$Q_{sm} = q_s \times l_m$$

- Efforts tranchants:

$$Q_{ut} = q_u \times l_t$$

$$Q_{st} = q_s \times l_t$$

### **C. Détermination des charges :**

$$ELU : q_u = \sigma_m^{max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} = 146,96 - \frac{12033,15}{543,4} - \frac{4643,98}{379,1} = 112,566 \text{ KN/m}$$

$$ELS : q_s = \sigma_m^{max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} = 131,998 - \frac{12033,15}{543,4} - \frac{4643,98}{379,1} = 109,229 \text{ KN/m}$$

### **Remarque:**

Pour calculer ces poutres on va choisir la fil la plus solliciter dans les deux sens (sens X-X file B sens Y-Y file 2 )

## Chapitre VII : ..... Etude de l'infrastructure

Sens x x

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	Panneau	$l_x$	$l_y$	$\rho$	Charge	$L_m$	$L_t$	$q_u$	$q_s$	$Q_u$	$\Sigma Q_{um}$	$Q_s$	$\Sigma Q_{sm}$	$Q_u$	$\Sigma Q_{ut}$	$Q_{st}$	$\Sigma Q_{st}$
A – B	1	3,2	4	0,8	trapézoïdale	1,259	1,088	112,566	109,229	141,721	261,829	137,519	254,067	122,472	212,525	118,841	206,224
	2	3,2	3,2	1	trapézoïdale	1,067	0,8	112,566	109,229	120,108		116,547		90,0528		87,383	
B – C	1	4	4	1	trapézoïdale	1,333	1	112,566	109,229	150,05	291,771	145,602	283,121	112,566	253,038	109,229	228,07
	2	4	3,2	0,8	trapézoïdale	1,259	1,088	112,566	109,229	141,721		137,519		122,472		118,841	
C – D	1	3,6	4	0,9	trapézoïdale	1,314	1,071	112,566	109,229	147,912	280,515	143,527	272,199	120,558	229,522	116,984	222,718
	2	3,6	3,2	0,889	trapézoïdale	1,178	0,968	112,566	109,229	132,603		128,672		108,964		105,734	
D – E	1	3,1	4	0,775	trapézoïdale	1,239	1,085	112,566	109,229	139,469	259,352	135,335	251,664	122,134	214,663	118,513	208,299
	2	3,1	3,2	0,969	trapézoïdale	1,065	0,822	112,566	109,229	119,883		116,329		92,529		89,786	
E – F	1	3,6	4	0,9	trapézoïdale	1,314	1,071	112,566	109,229	147,912	280,515	143,527	272,199	120,558	229,522	116,984	222,718
	2	3,6	3,2	0,889	trapézoïdale	1,178	0,968	112,566	109,229	132,603		128,672		108,964		105,734	
F – G	1	4	4	1	trapézoïdale	1,333	1	112,566	109,229	150,05	291,771	145,602	283,121	112,566	253,038	109,229	228,07
	2	4	3,2	0,8	trapézoïdale	1,259	1,088	112,566	109,229	141,721		137,519		122,472		118,841	
G – H	1	3,2	4	0,8	trapézoïdale	1,259	1,088	112,566	109,229	141,721	261,829	137,519	254,067	122,472	212,525	118,841	206,224
	2	3,2	3,2	1	Trapézoïdale	1,067	0,8	112,566	109,229	120,108		116,547		90,0528		87,383	

Tableau VII.8 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

Chapitre VII : ..... Etude de l’infrastructure

Sens-y-y :

										Moment fléchissant				Effort tranchant214,854			
Travée	Panneau	l <sub>x</sub>	l <sub>y</sub>	ρ	charge	L <sub>m</sub>	L <sub>t</sub>	q <sub>u</sub>	q <sub>s</sub>	Q <sub>u</sub>	ΣQ <sub>u</sub>	Q <sub>s</sub>	ΣQ <sub>sm</sub>	Q <sub>ut</sub>	ΣQ <sub>ut</sub>	Q <sub>st</sub>	ΣQ <sub>st</sub>
1 – 2	1	3,2	4,25	0,753	trapézoïdale	1,298	1,146	112,566	109,229	146,111	271,172	141,779	263,132	129,00	226,257	125,176	219,55
	2	3,2	2,8	0,875	trapézoïdale	1,111	0,864	112,566	109,229	125,061		121,353		97,257		94,374	
2 – 3	1	4	4,25	0,941	trapézoïdale	1,409	1,115	112,566	109,229	158,605	289,753	153,904	281,811	125,511	244,493	121,790	237,245
	2	4	2,8	0,7	trapézoïdale	1,171	1,057	112,566	109,229	131,148		127,907		118,982		115,455	
3 – 4	1	3,6	4,25	0,847	trapézoïdale	1,369	1,154	112,566	109,229	154,103	279,952	149,953	272,071	129,901	239,878	126,050	232,767
	2	3,6	2,8	0,777	trapézoïdale	1,118	0,977	112,566	109,229	125,849		122,118		109,977		106,717	
4 – 5	1	3,1	4,25	0,729	trapézoïdale	1,275	1,138	112,566	109,229	143,522	258,227	139,267	250,571	128,1	221,417	124,303	214,854
	2	3,1	2,8	0,903	trapézoïdale	1,019	0,829	112,566	109,229	114,705		111,304		93,317		90,551	
5 – 6	1	3,6	4,25	0,847	trapézoïdale	1,369	1,154	112,566	109,229	154,103	279,952	149,953	272,071	129,901	239,878	126,050	232,767
	2	3,6	2,8	0,777	trapézoïdale	1,118	0,977	112,566	109,229	125,849		122,118		109,977		106,717	

Tableau VII.9 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal)

### D. Détermination des sollicitations :

Pour le calcul des efforts on utilise logiciel ETABS

- Sens longitudinal :

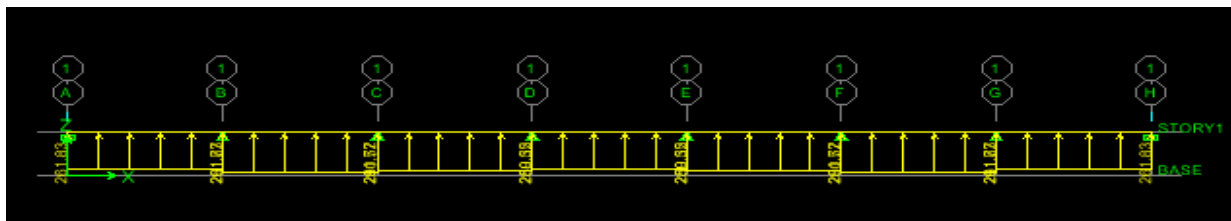


Figure VII.11 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

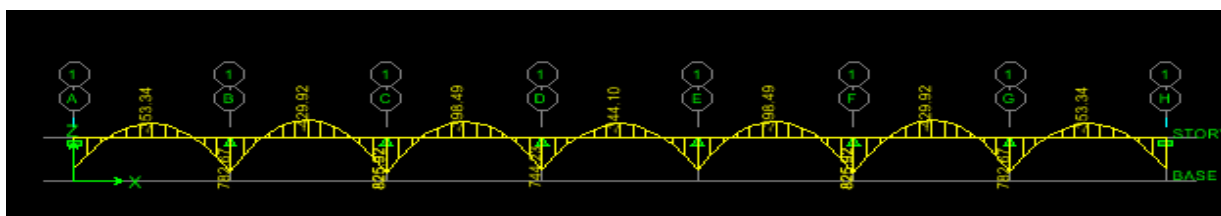


Figure VII.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

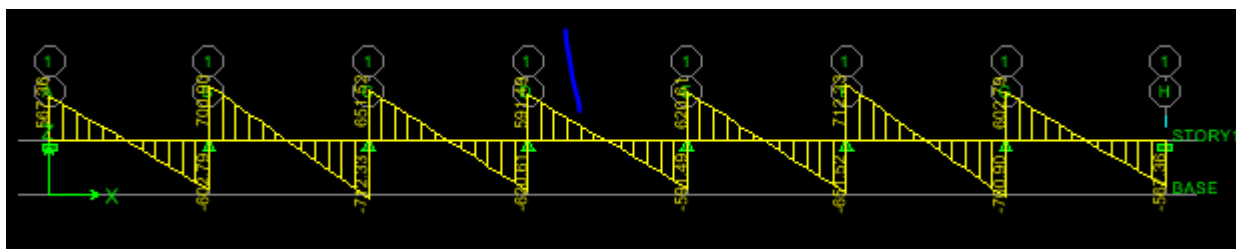


Figure VII.13 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

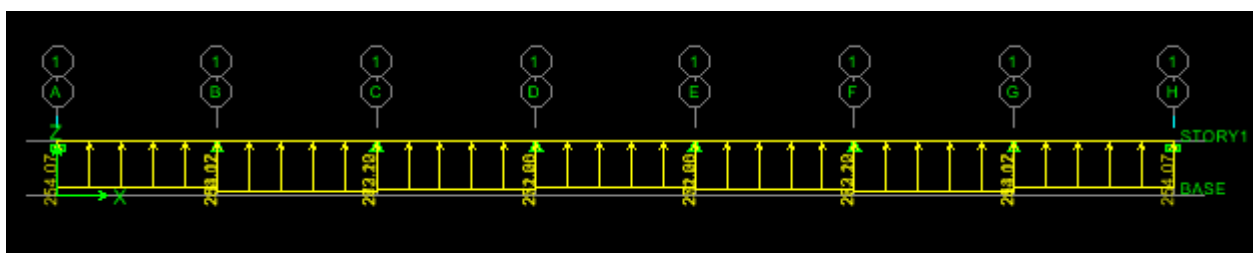


Figure VII.14 : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

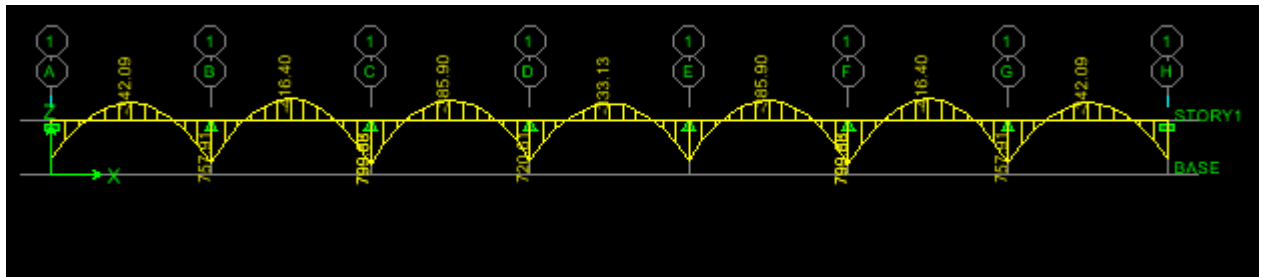


Figure VII.15 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

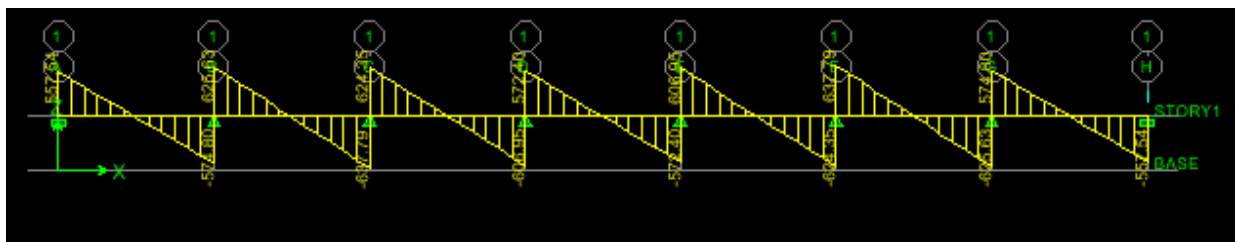


Figure VII.16 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

- Sens transversal :

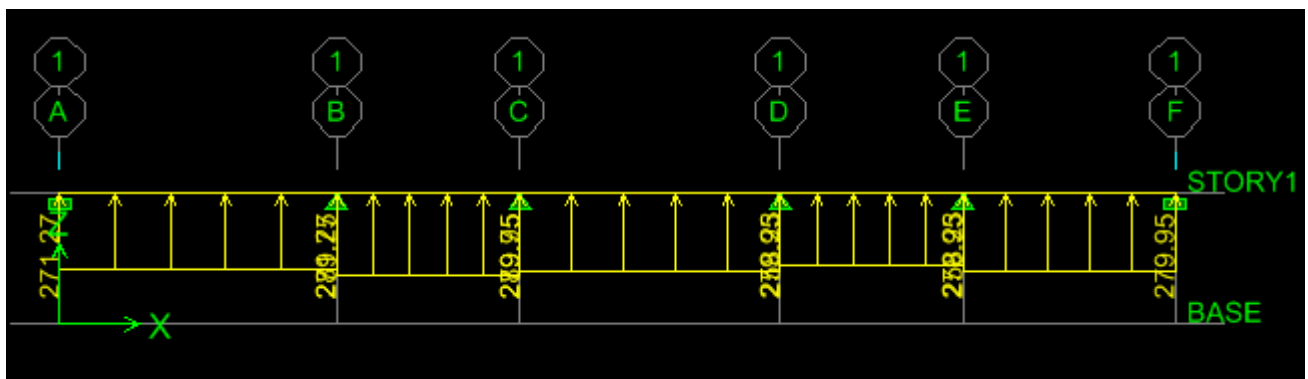


Figure VII.17 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

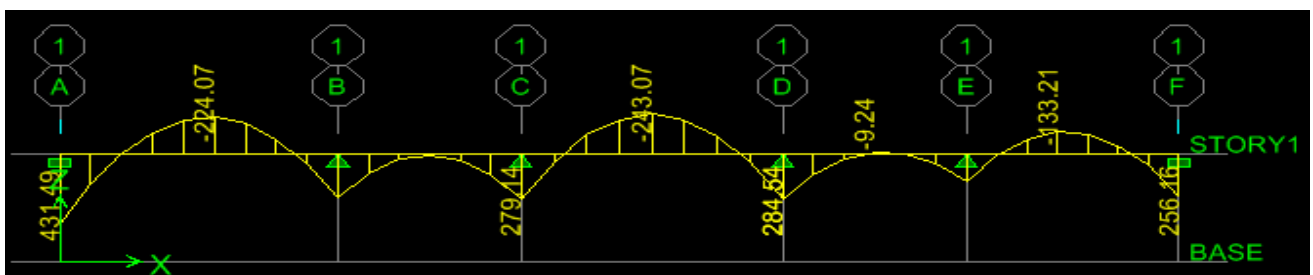


Figure VII.18 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens transversal)..



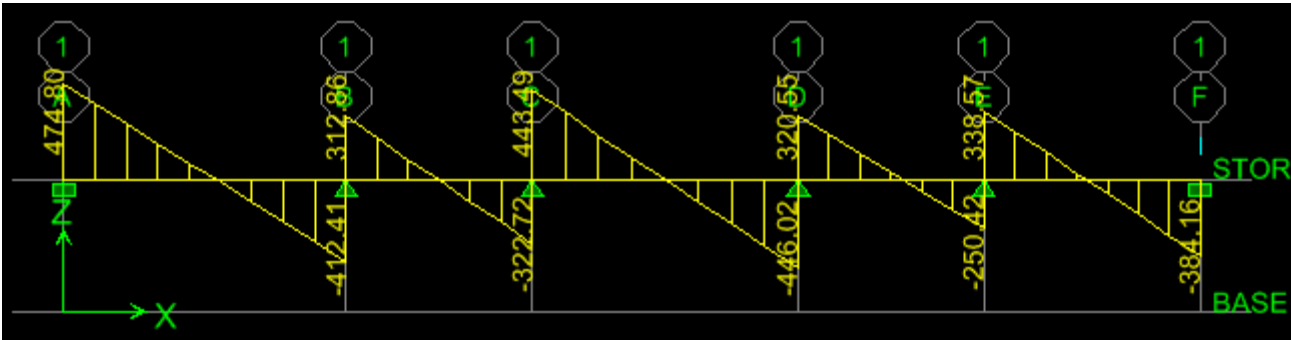


Figure VII.19 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

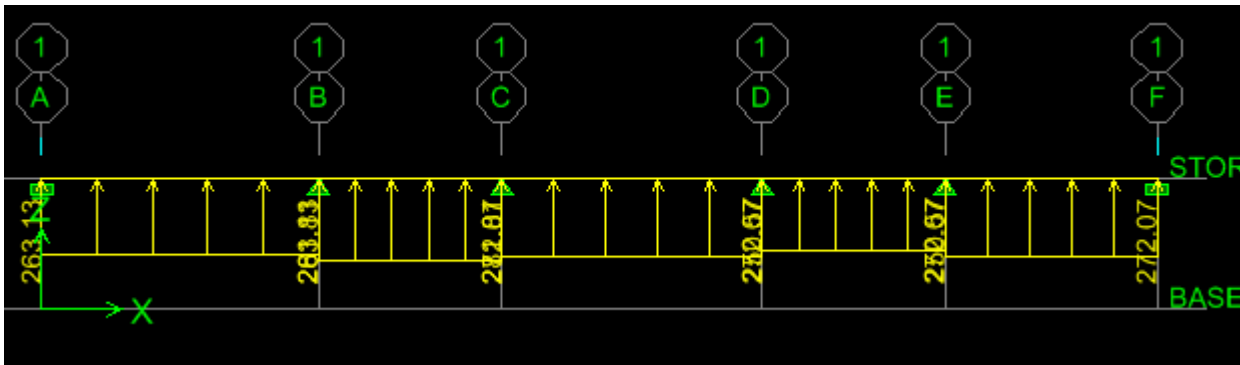


Figure VII.20 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

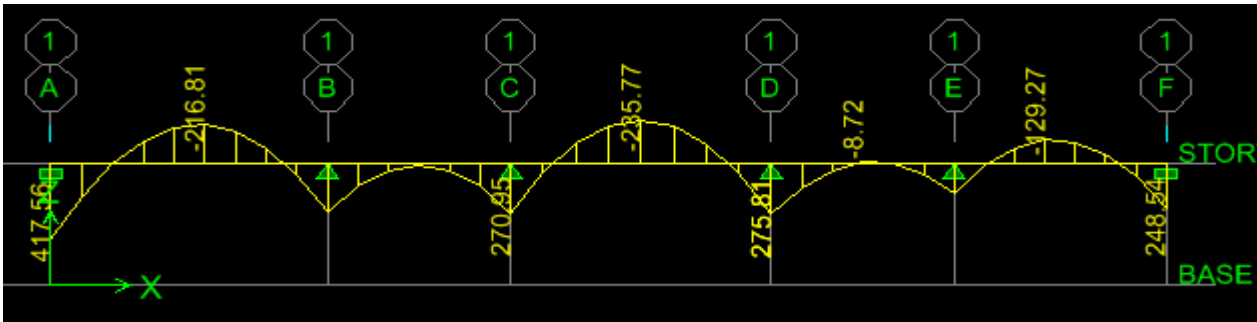


Figure VII.21 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens transversal)..

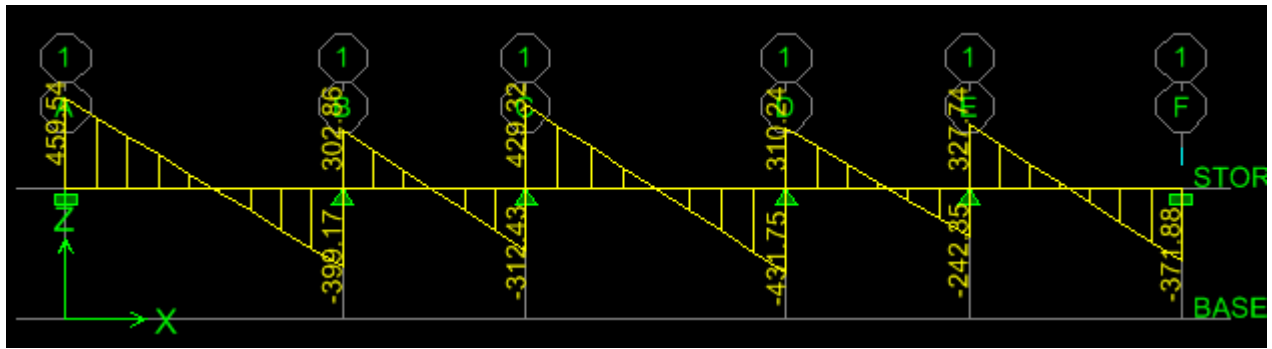


Figure VII.22 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

	Sens longitudinale		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_{a \max} \text{ (KN.m)}$	825,92	799,88	431,49	417,56
$M_{t \max} \text{ (KN.m)}$	429,92	416,40	284,54	235,77
$T_{\max} \text{ (KN)}$	712 733		474,80	

Tableau VII.10 : Les efforts internes dans les nervures.

#### E. Calcul des armatures :

- Armatures longitudinales: :  $b=50 \text{ cm}$   $d=75 \text{ cm}$

Aux appuis:

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{852,92 \times 10^3}{50 \times 75^2 \times 14,2} = 0,0950 < 0,392 \Rightarrow SS$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,0950 \rightarrow \beta_u = 0,95$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{852,92 \times 10^3}{0,95 \times 75 \times 348} = 27,16 \text{ cm}^2 / ml$$

$$A_{ua} = 27,16 \text{ cm}^2 / ml$$

$$\text{Soit: } 6HA14 = 9,23 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{429,92 \times 10^3}{50 \times 95^2 \times 14,2} = 0,047 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,047 \rightarrow \beta_u = 0,976$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{429,92 \times 10^3}{0,976 \times 75 \times 348} = 13,32 \text{ cm}^2 / ml$$

$$A_{ut} = 13,32 \text{ cm}^2 / ml$$

Sens	Zone	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>u</sub>	β	Section	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
Xx	Appuis	825,92	0.095	0.95	SSA	27,16	5HA20 filante + 4HA20 = 28,27
	Travée	429,92	0.047	0.976	SSA	13,32	5HA16 filante + 4HA12 = 14,58
Yy	Appuis	431,49	0.048	0.975	SSA	13,38	5HA16 filante + 4HA12 = 14,58
	Travée	284,54	0.032	0.984	SSA	8,75	5HA16 filante = 10.05

Tableau : VII.11 : Le ferrailage adopté pour la nervure

• **Armatures transversales : (Art A.7.2.2.BAEL91/modifie99) :**

- **Espacement des armatures :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

Soit  $\phi = 8 \text{ mm}$

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \left\{ \frac{80}{4} ; 12 \times 2 \right\} = \{20; 24\}$$

$S_t = 10 \text{ cm}$

- **En zone courante :**

$$S_t < \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

• **Armatures transversales minimales : (Art A.7.5.2.2 RPA99 modifie 2003)**

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 0,003 \times 10 \times 50 = 2,1 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_t = 5 \text{ HA } 8 = 2,51 \text{ cm}^2$  (2 cadres et un étrier)

• **Armature de peau : (Art 4.5.34BAEL 91 modifie 99)**

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses

Pour le bâtiment courant on a  $1 \text{ cm}^2 / \text{m}$  pour les armatures

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour :  $2 \text{ HA } 14 = 3.08 \text{ cm}^2$

**F. Vérification à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 /BAEL91 modifié 99):**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 50 \times 75 \times 2.1}{400} = 8,03 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

$$A_a = 27,16 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 8,03 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travées :**

$$A_t = 13,32 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 8,03 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

- **Sens longitudinal :**

$$\text{Avec : } T_{u \max} = 620,022 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{712,33 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,75} = 1,07 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens transversal :**

$$\text{Avec : } T_{u \max} = 620,022 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{620,022 \times 10^{-3}}{0,40 \times 0,72} = 2,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **État limite de compression de béton :**

- **Dans le béton  $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \text{et} \quad \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- Dans l'acier  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$  :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Sens	Zone	Ms	<i>A adoptee</i>	$\rho_1$	$\beta_1$	$k_1$	$\sigma_s$	$\bar{\sigma}_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Verificatins
X- X	Appuis	799,88	28,9	0,434	0,899	34,75	324,07	348	9,33	15	Condition vérifié
	Travée	416,4	14,58	0,219	0,925	51,23	325,00		6,34		Condition vérifié
Y- Y	Appuis	417,56	14,58	0,219	0,925	51,23	325,91		6,36		Condition vérifié
	Travée	235,77	9,24	0,138	0,938	66,31	286,35		4,32		Condition vérifié

Tableau VII.12 : Vérification des contraintes à l'ELS

## Conclusion générale

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissances des principes des étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, Il nous a aussi permis de comprendre plusieurs facettes du métier d'un master et d'utiliser le logiciel EABS 9.7 pour dresser un modèle spatial de l'ouvrage, Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, ceci permet d'avoir un comportement proche de la réalité.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques".
- L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux , ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- Pour l'infrastructure, le radier est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Il est important aussi de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux laquelle à son tour garantira la résistance de la structure, avec la mise en place des procédures de contrôle adéquates.

# Bibliographie

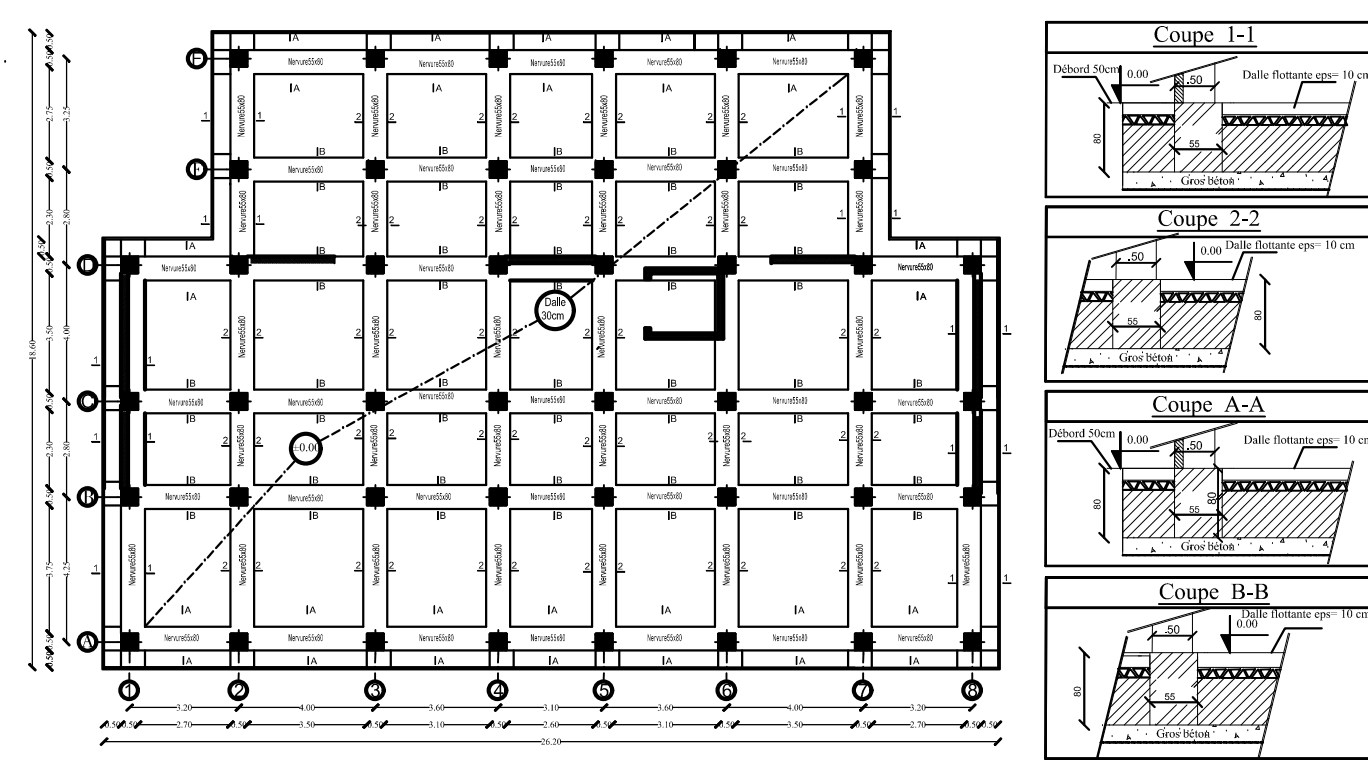
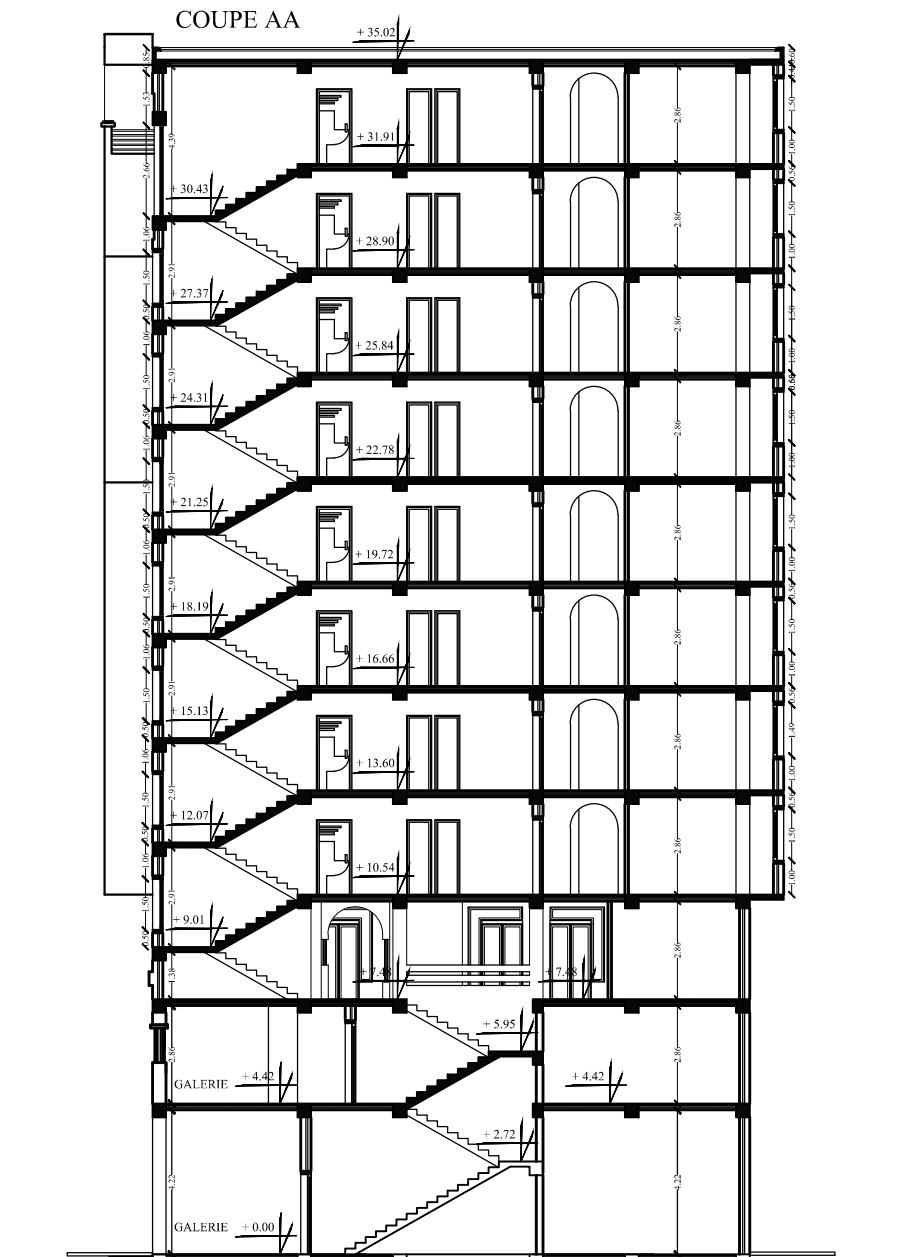
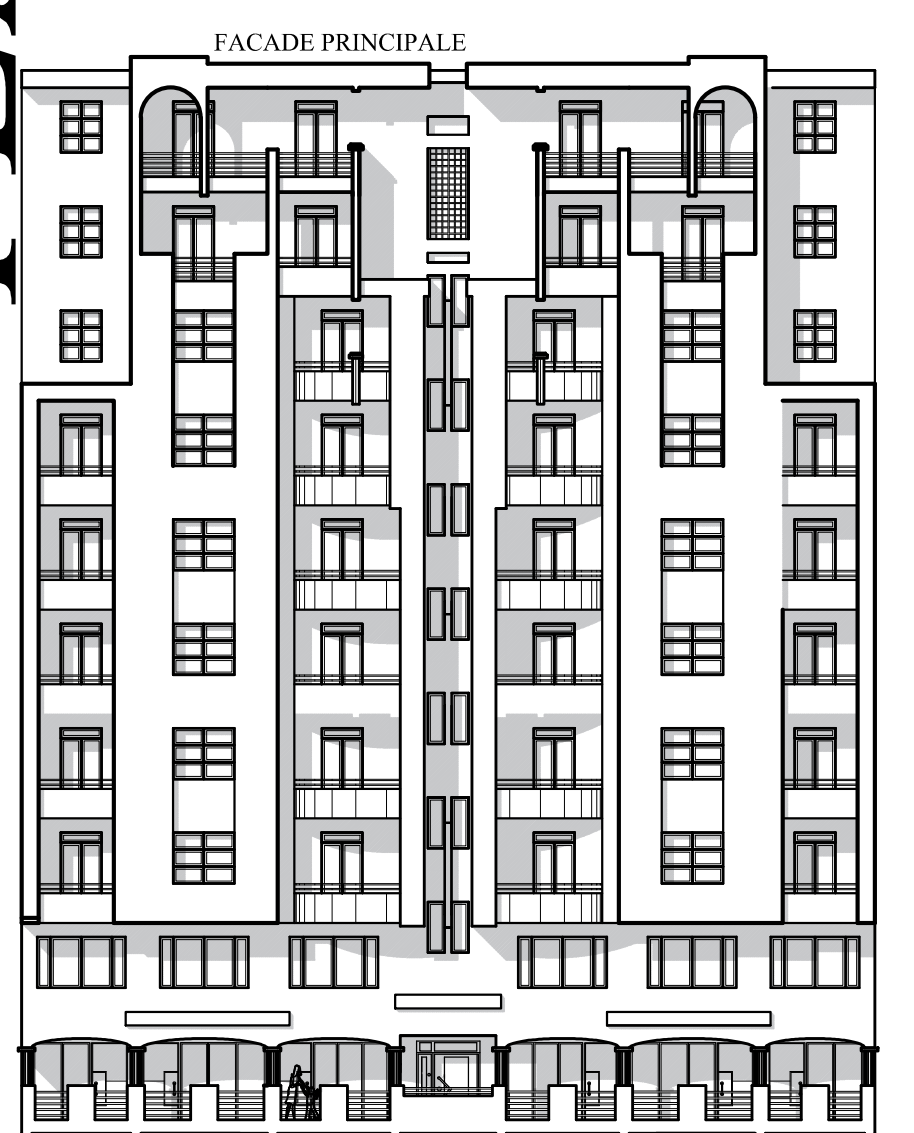
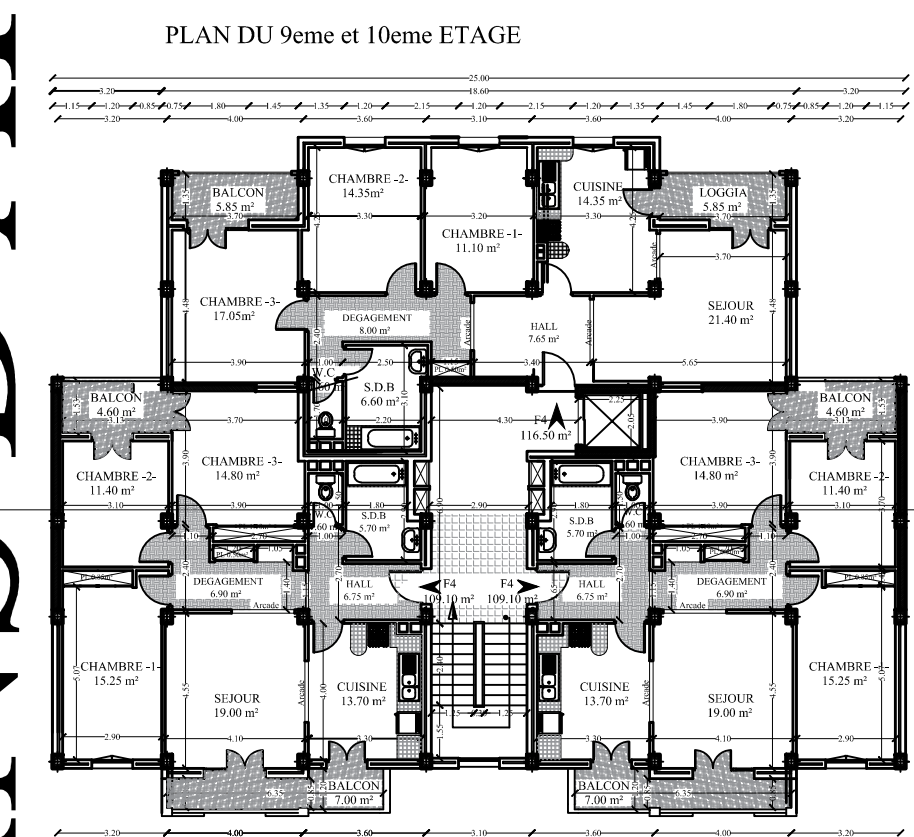
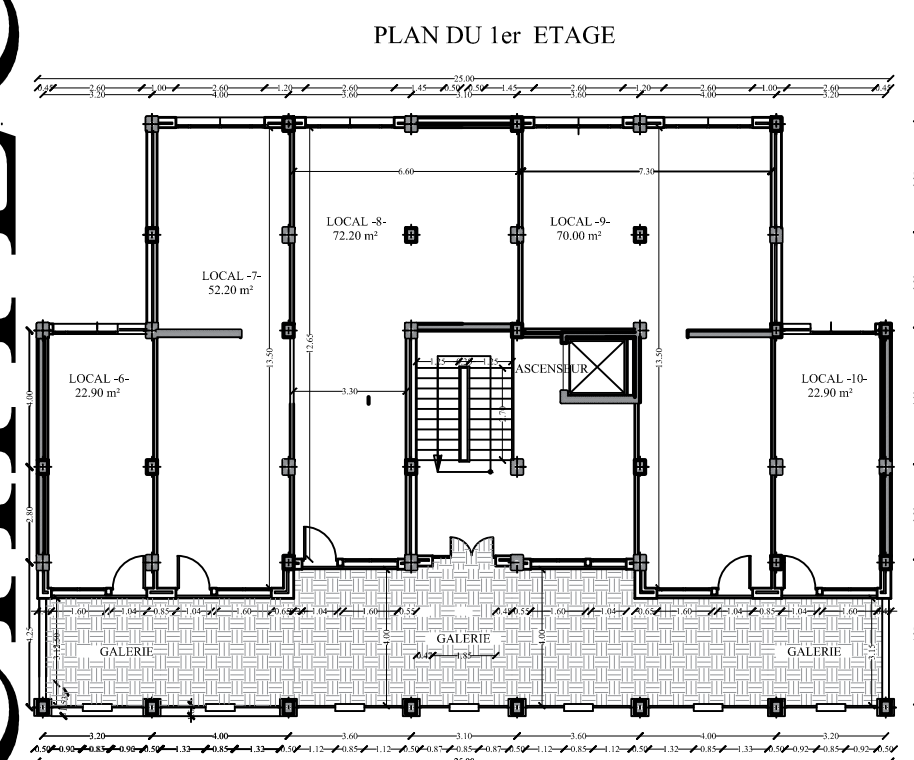
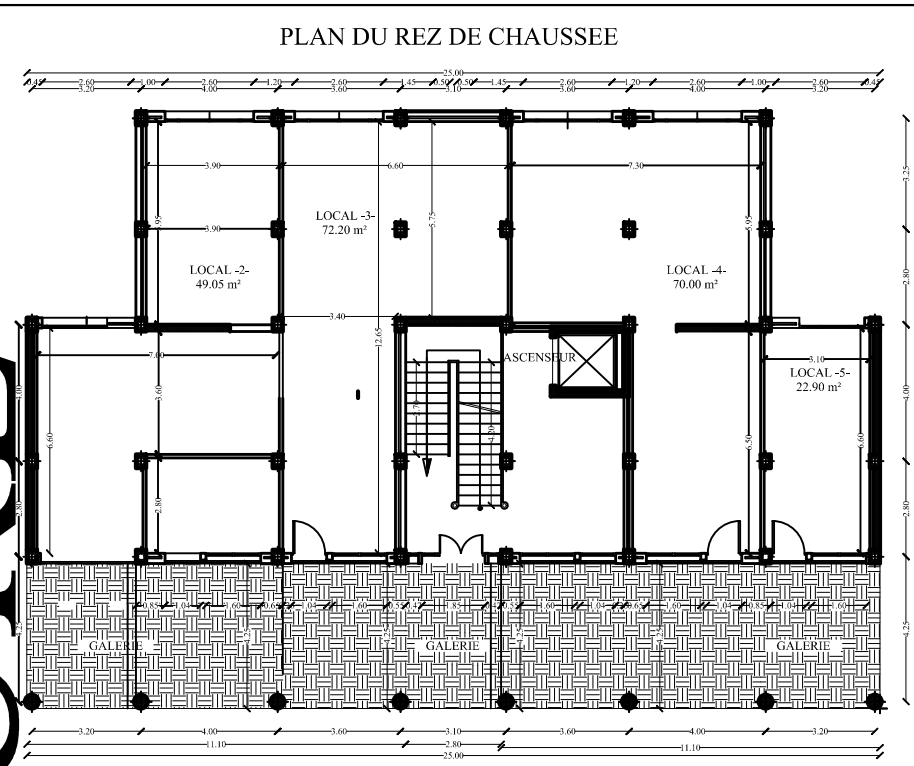
## **Bibliographie**

- [1] Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).**
- [2] DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).**
- [3] Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN).**
- [4] Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.**
- [5] Formulaire de Béton armé (Tomes1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).**
- [6] Cours et TD (Béton, MDS et RDM).**  
**.**
- [7] Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.**

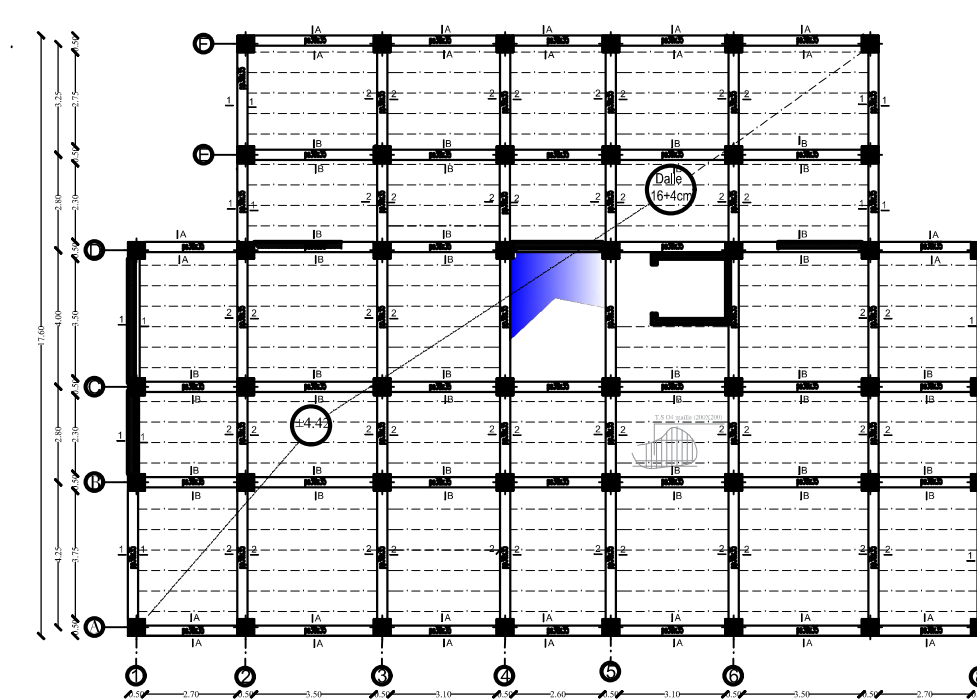


# ETUDE D'UN BÂTIMENT(R+10) À USAGE MULTIPLE CONTREVENTÉE PAR VOILES ET PORTIQUES

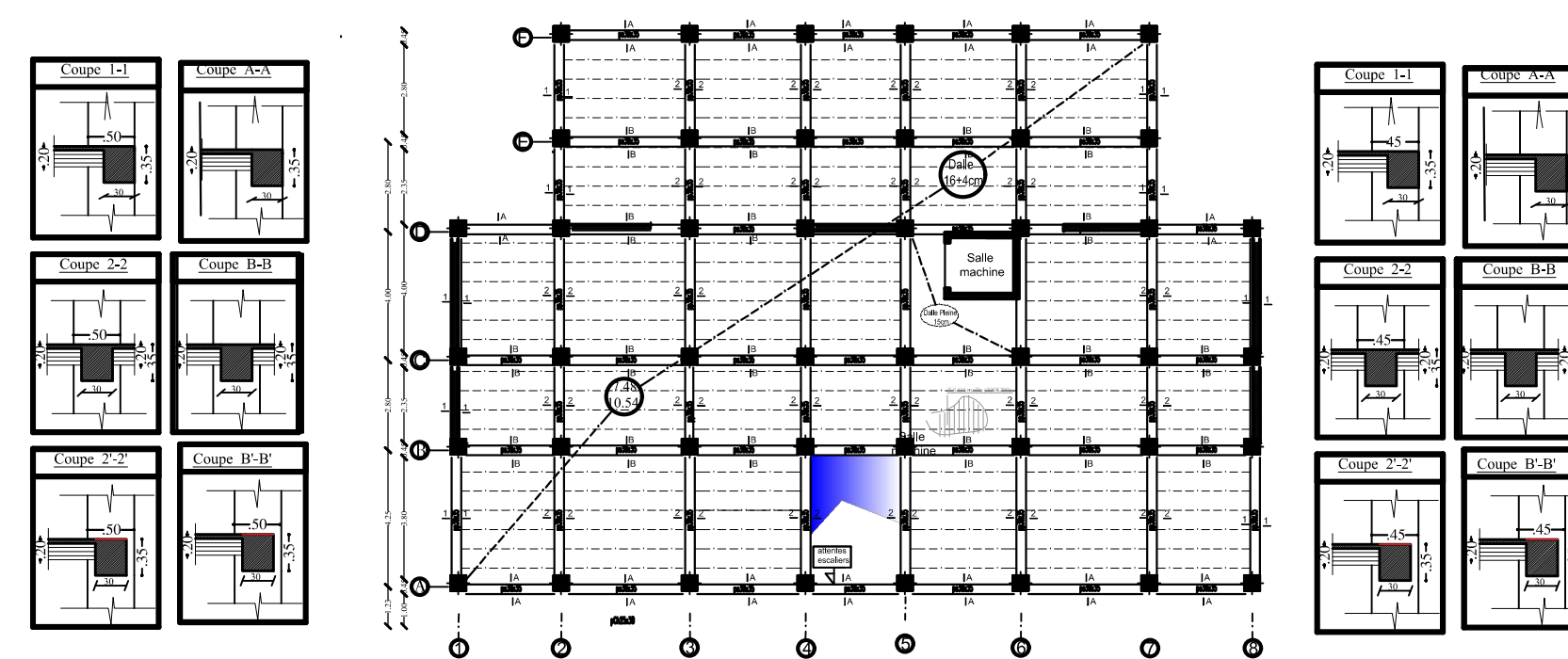
## PLANS DE COFFRAGE



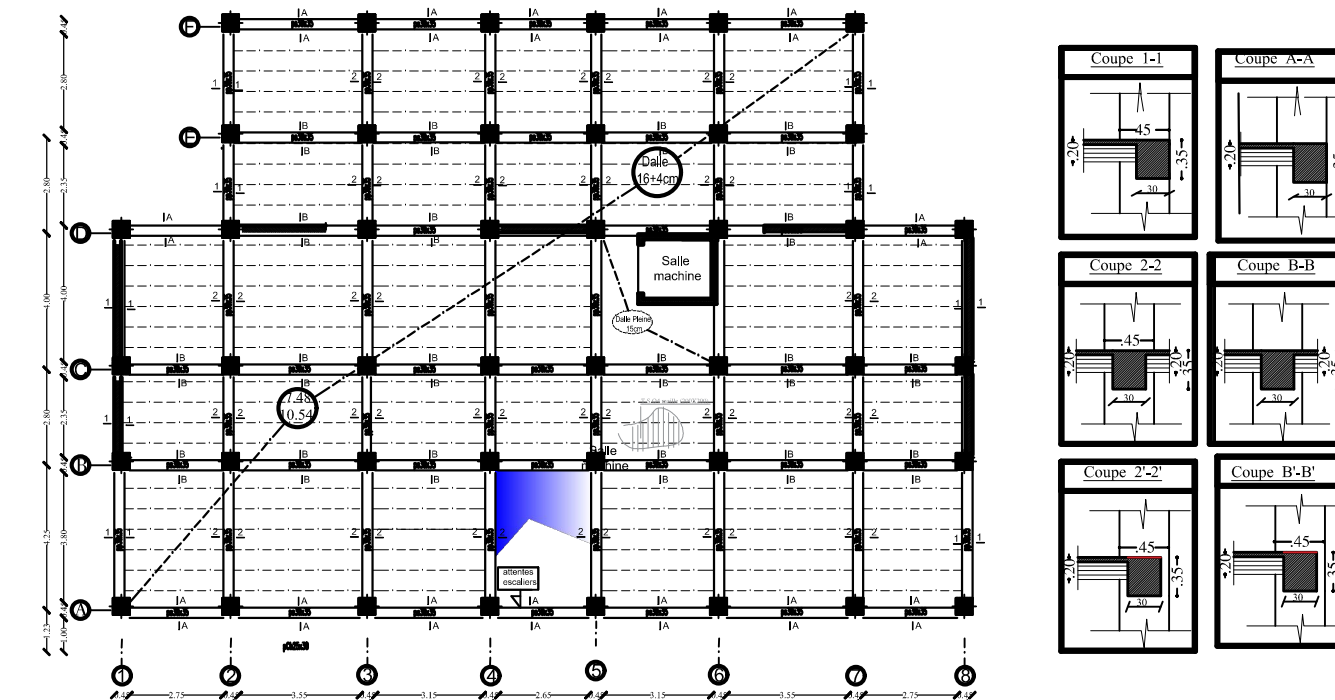
PLAN DE FONDATIONS NIV ±0.00



PLAN DE COFFRAGE NIV +4.42 RDC

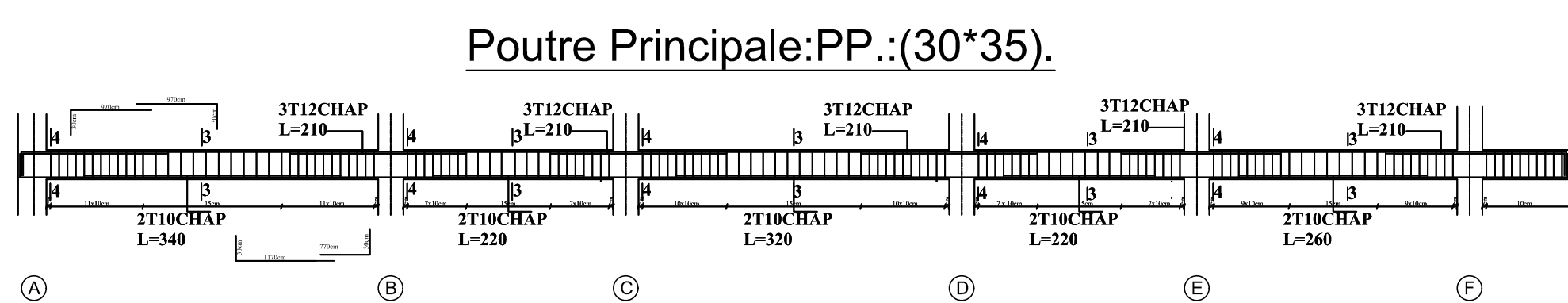


PLAN DE COFFRAGE NIV + 7.48 et +10.5 ETAGES 1 et 2

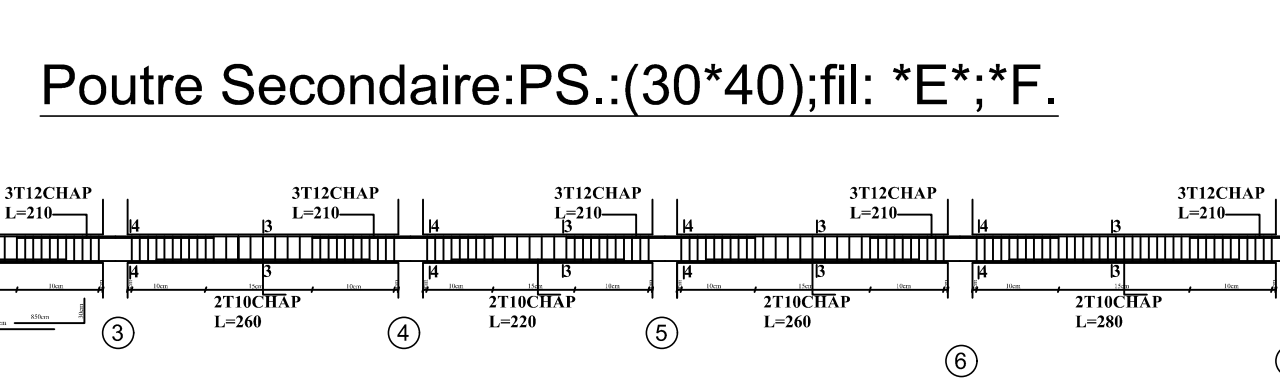
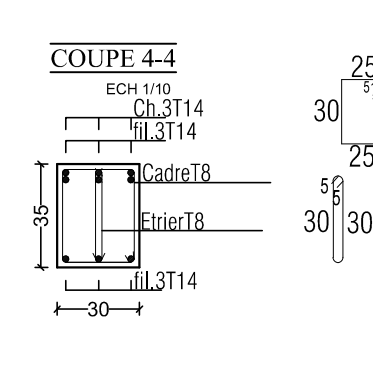


PLAN DE COFFRAGE NIV + 7.48 et 10.54

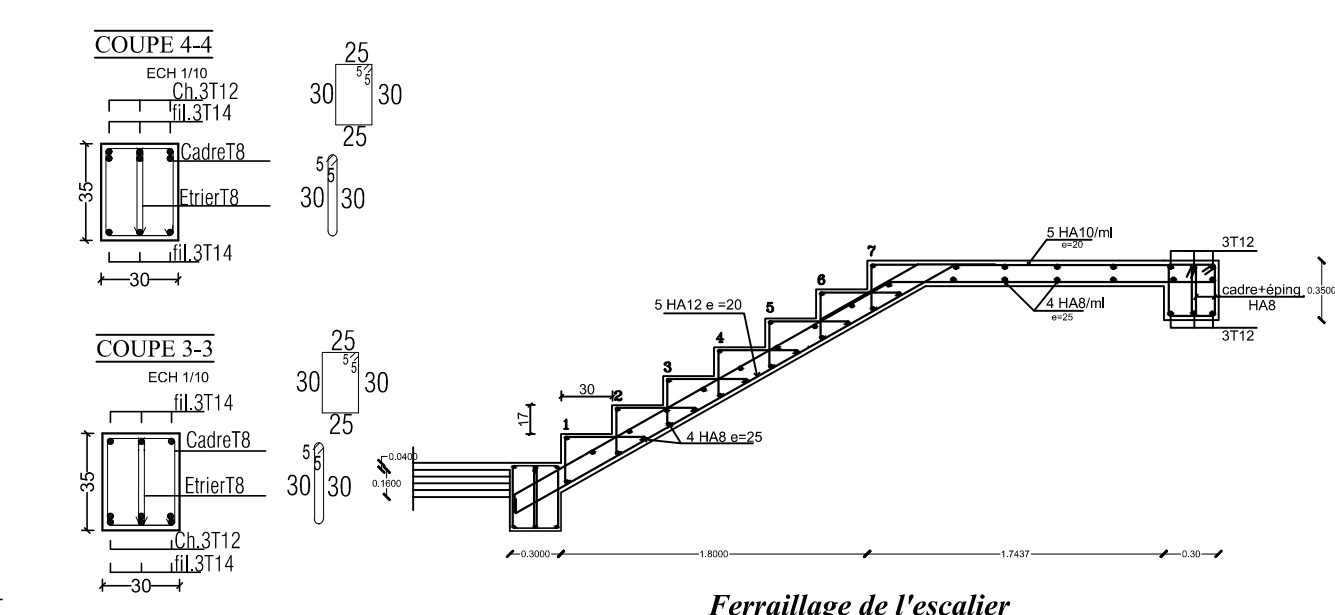
## PLANS DE FERRAILLAGE



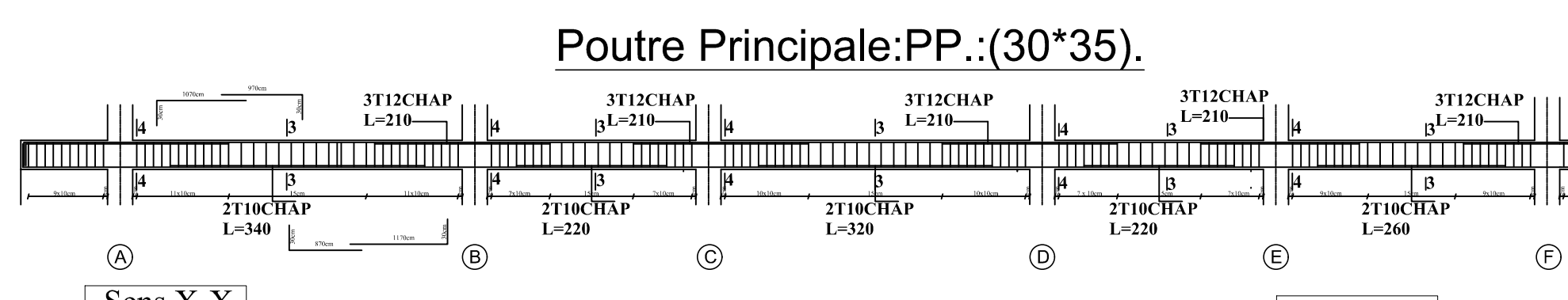
Poutre Principale:PP.:(30\*35).



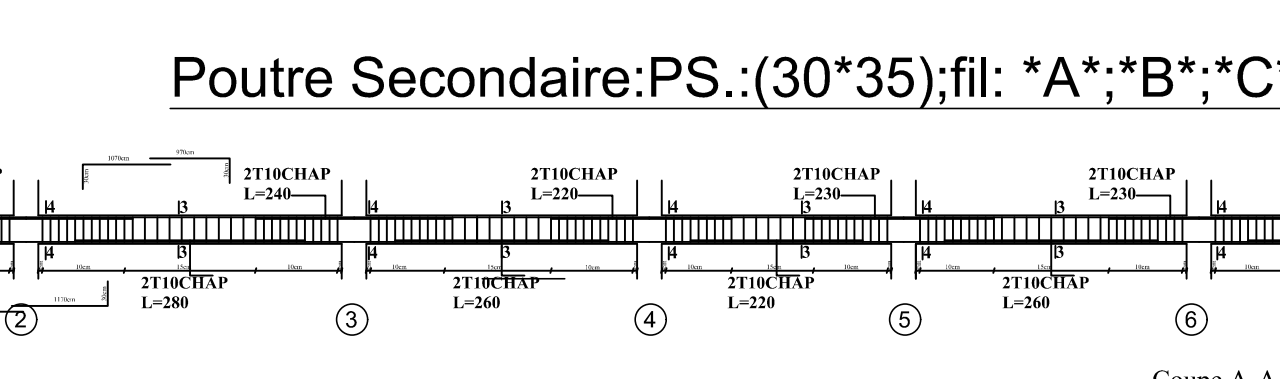
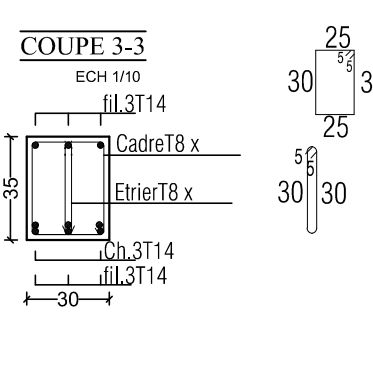
Poutre Secondaire:PS.:(30\*40):fil: \*E\*,\*F.



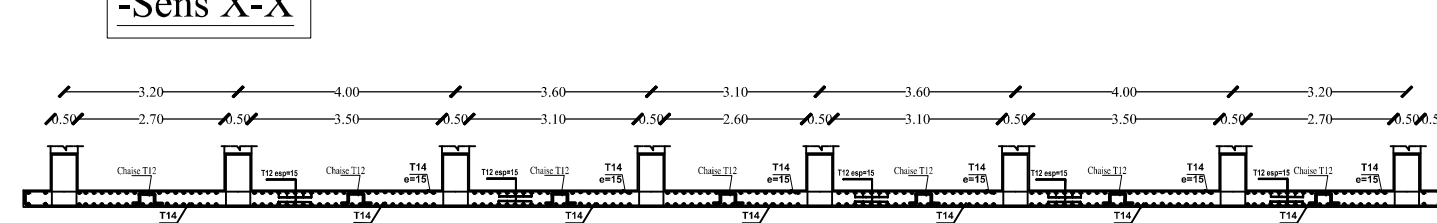
Ferraillage de l'escalier



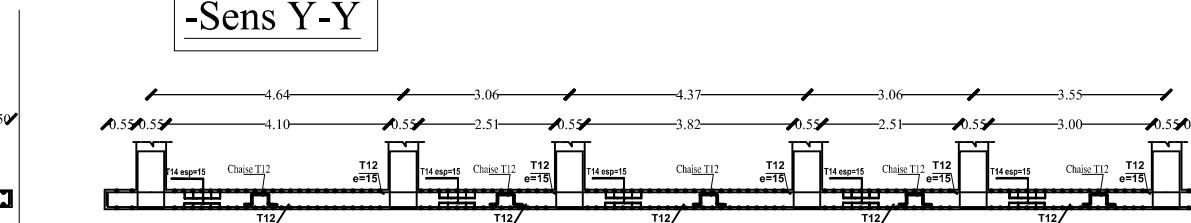
Poutre Principale:PP.:(30\*35).



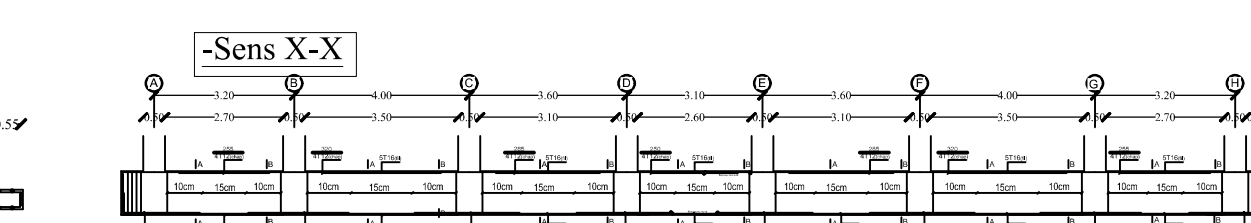
Poutre Secondaire:PS.:(30\*35):fil: \*A\*,\*B\*,\*C\*,\*D\*.



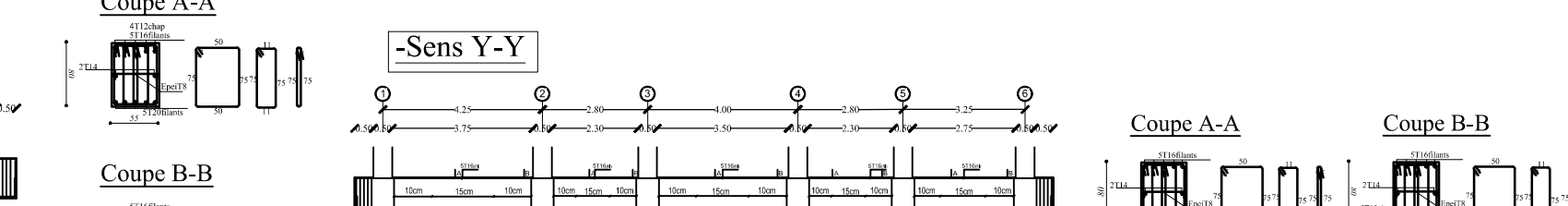
Sens X-X



Sens Y-Y



Sens X-X

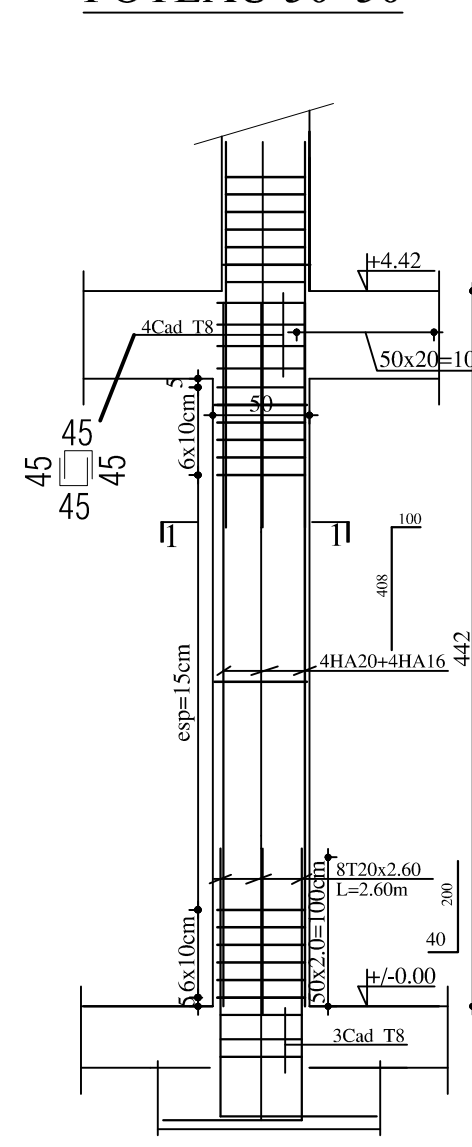


Sens Y-Y

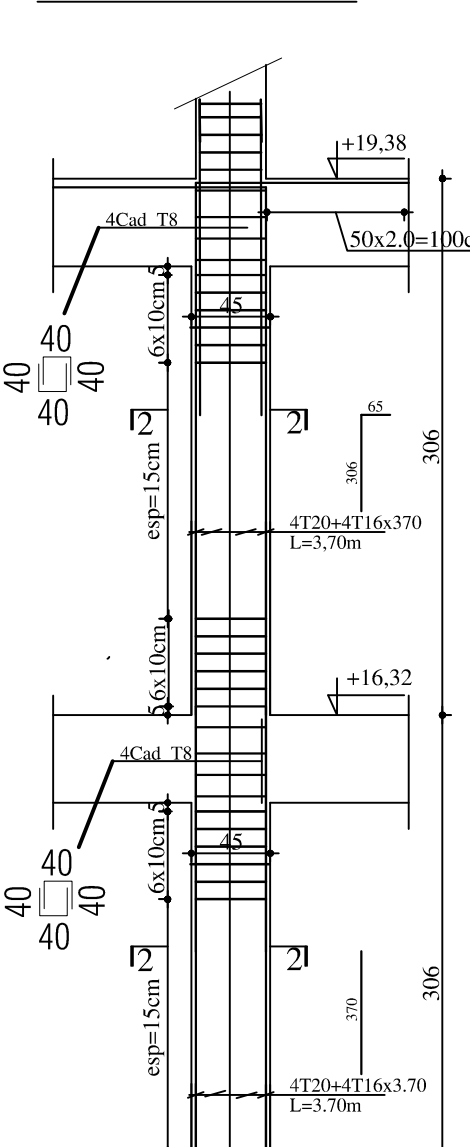
FERRAILLAGE DU RADIER

FERRAILLAGE DE LA NERVURE (SSX80)

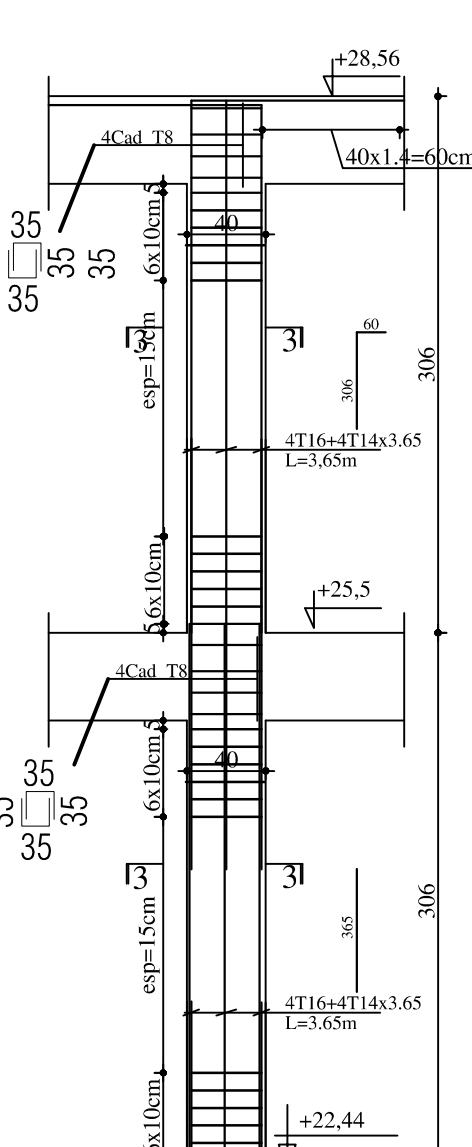
POTEAU 50\*50



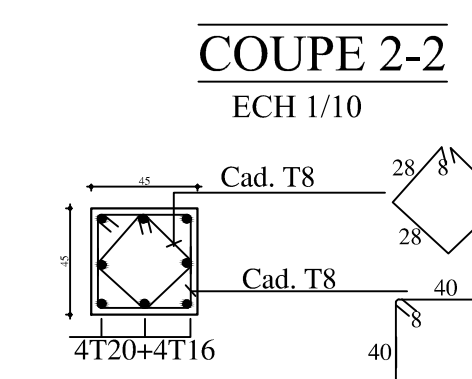
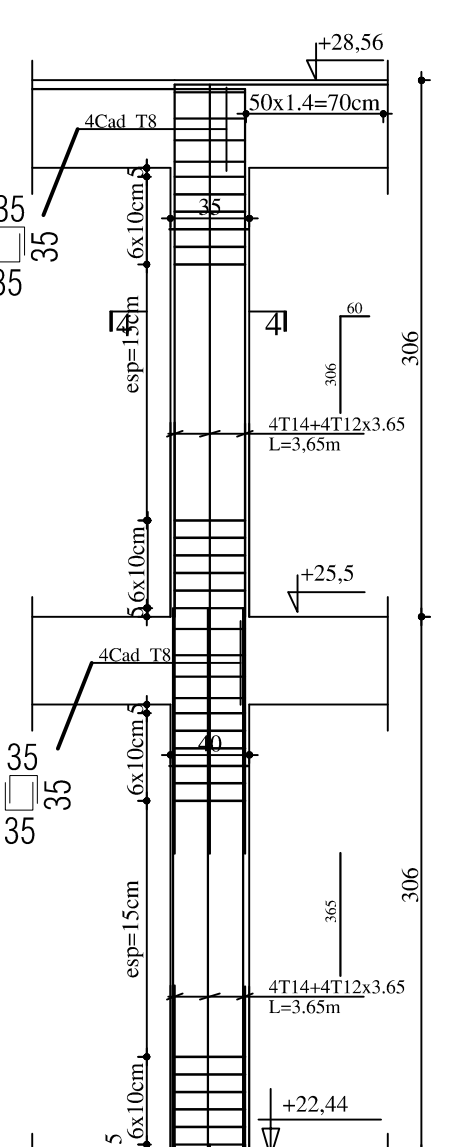
POTEAU 45\*45



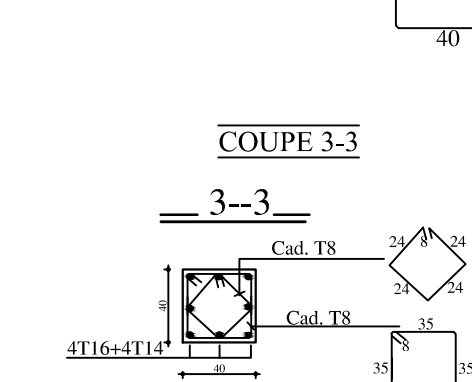
POTEAU 40\*40



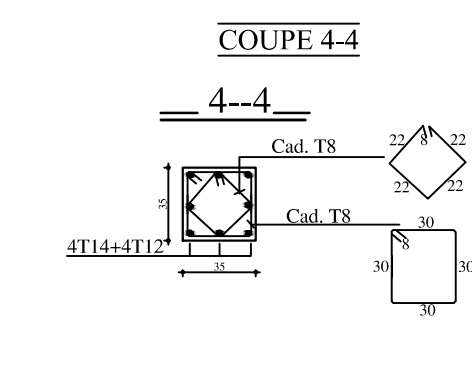
POTEAU 35\*35



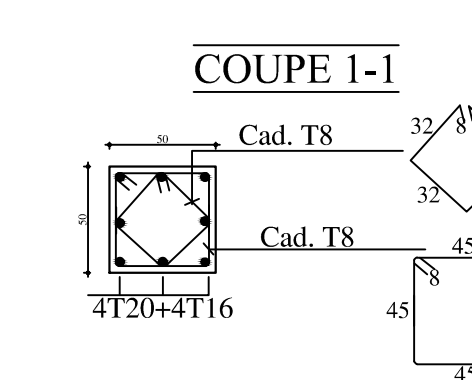
COUPE 2-2 ECH 1/10



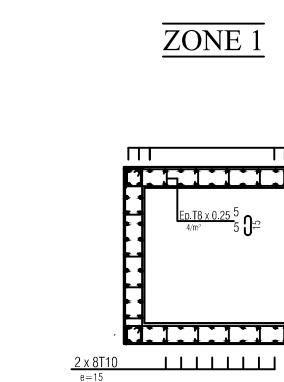
COUPE 3-3



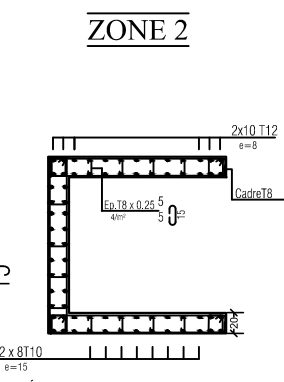
COUPE 4-4



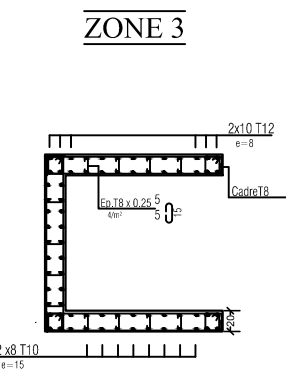
COUPE 1-1



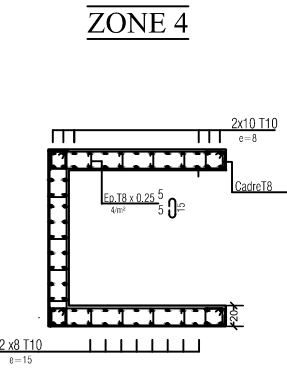
ZONE 1



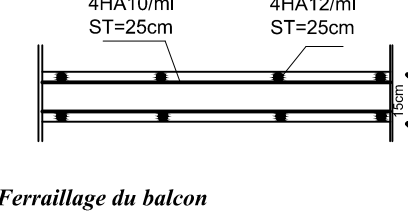
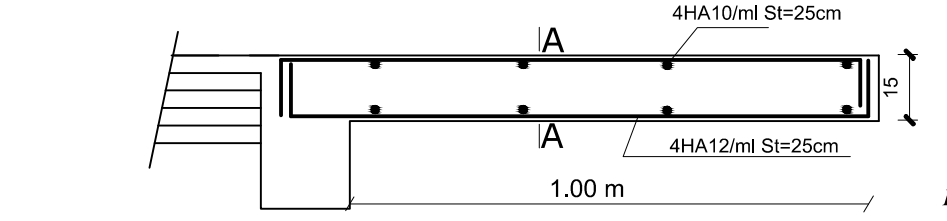
ZONE 2



ZONE 3



ZONE 4



Coupe A-A

