



*République Algérienne Démocratique et Populaire*

*Université Mouloud MAMMERRI de Tizi-Ouzou*

*Faculté de Génie de Construction*

*Département Génie civil*



**PROJET DE FIN D'ETUDE**

*En Vue de l' Obtention du Diplôme  
master en génie civil  
option : construction civil et industrielle*

## **Theme**

*Etude d'une structure (R+9) à usage d'habitation  
et commercial contreventé par voiles/portique  
avec l'application de logiciel ETABS*

**Proposé et encadré par :**

**M<sup>me</sup> : CHERIFI**

**Etudié par :**

**M<sup>er</sup> : BOUDJEMAI SALEM**

**M<sup>r</sup> : AMRANE AHCENE**

Promotion 2016/2017

# Remerciement

Nous tenons à remercier dieu, le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promotrice **Madame CHERIFI**, sans son aide, ce travail n'aurait été entrepris. Ses encouragements et sa disponibilité ont été pour nous une source constante de motivation à poursuivre et à achever ce travail, merci encore une fois.

Il est agréable d'avoir exprimé nos sentiments de reconnaissance aux enseignants et au personnel de la bibliothèque du département de **GENIE CIVIL** ainsi qu'à ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.

Notre profonde gratitude et nos plus vifs remerciements à tous ceux qui ont voulu accepter de juger notre travail.

Nous ne pourrions terminer ces remerciements sans y associer nos deux familles qui n'ont cessé de témoigner leur amour à travers leur soutien moral.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.



# **dédicace**

*Je dédie ce modeste travail :*

*A la mémoire des mes grands père  
paternelle, maternelle et grande mère paternelle ;*

*A mes très chers parents à qui je dois tous,*

*A ma grande mère maternelle ;*

*A mon frère BELAID*

*A ma tante KAHINA et son marié RAMDANE et ses  
enfants,*

*A mes sœurs LAMIA et DEHIA,*

*A toute ma famille,*

*A mon binôme AHCENE et toute sa famille*

*A tous mes amis;*

*A notre enseignant M<sup>me</sup> CHERIFI*

*A toute la promotion 2016/2017*

**BOUDJEMAI SALEM**

# Sommaire

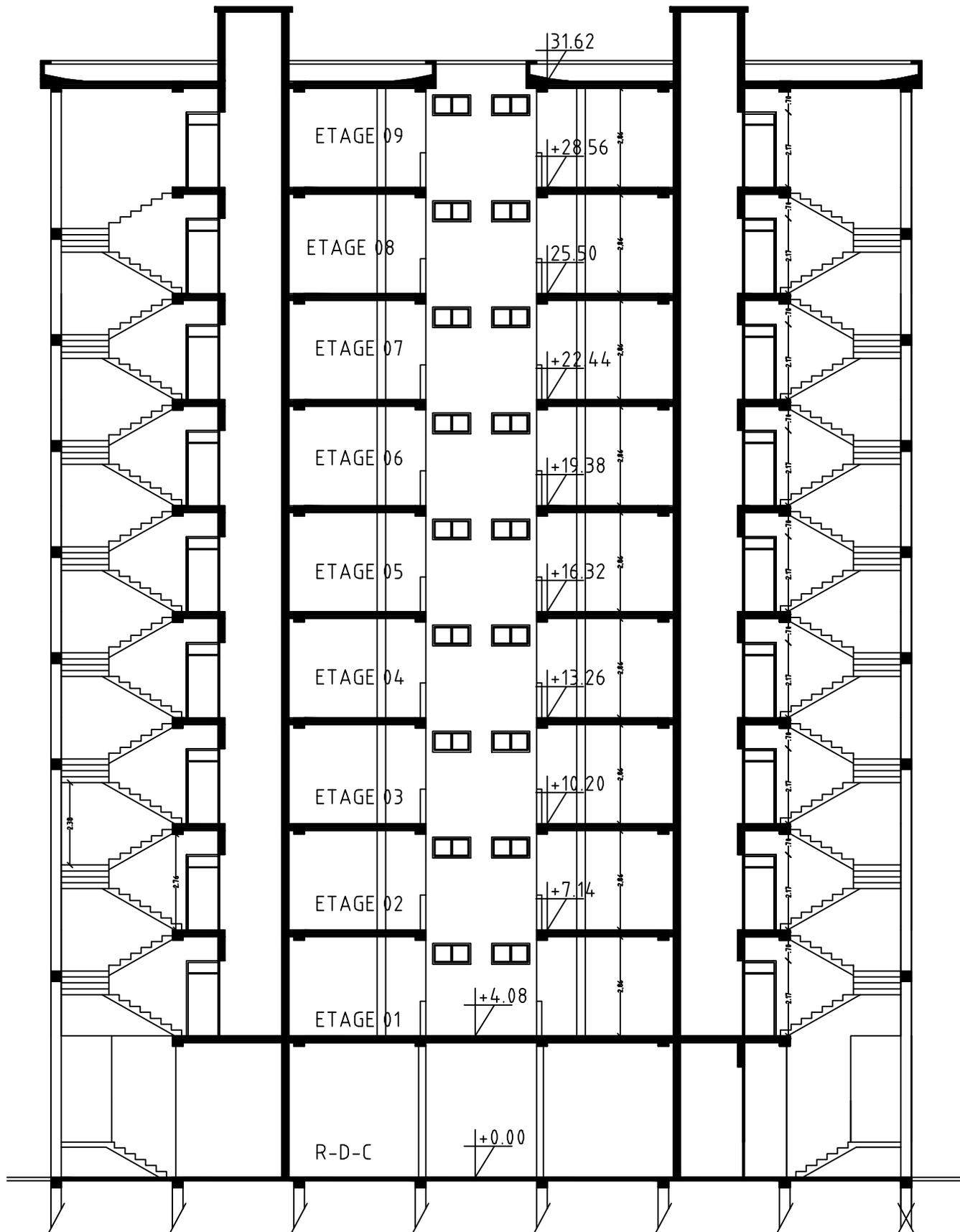
## Sommaire

Introduction générale

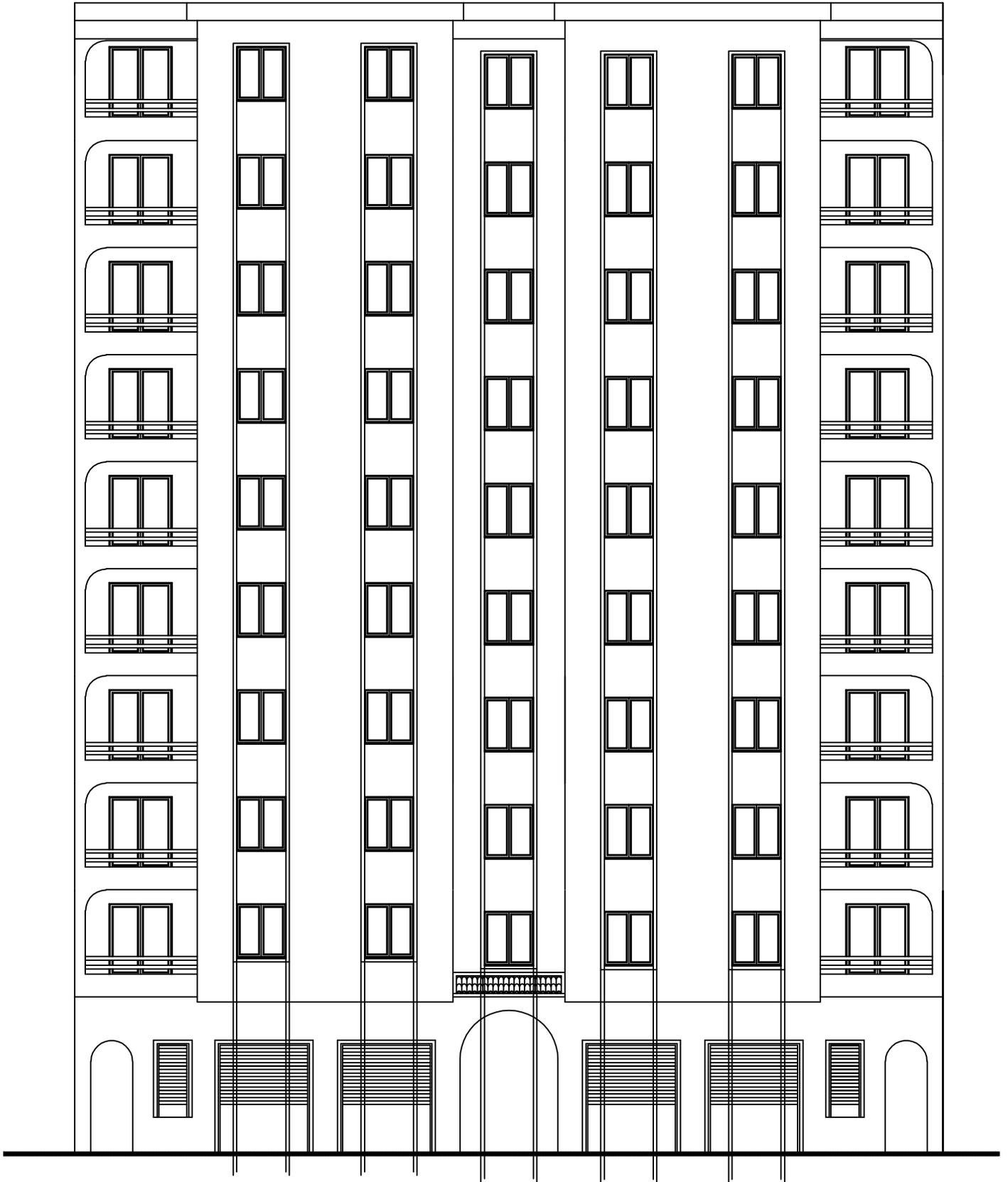
Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage .....	002
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments .....	010
Chapitre III : Calcul des éléments .....	022
III-1 Acrotère.....	022
III-2 Planchers.....	030
III-3 Escaliers.....	045
III-4 Escaliers de RDC.....	064
III-5 Balcons.....	077
III-6 Salle machine.....	082
III-7 Porte à faux.....	090
III-8 poutre palière .....	097
Chapitre IV : Etude de contreventement.....	104
Chapitre V : Modélisation de la structure et vérification vis-à-vis RPA .....	122
Chapitre VI : Ferrailage des poteaux.....	143
Chapitre VII : Ferrailage des poutres.....	155
Chapitre VIII: Ferrailage des voiles .....	167
Chapitre IX : Etude de l'infrastructure .....	183

Conclusion

Bibliographie

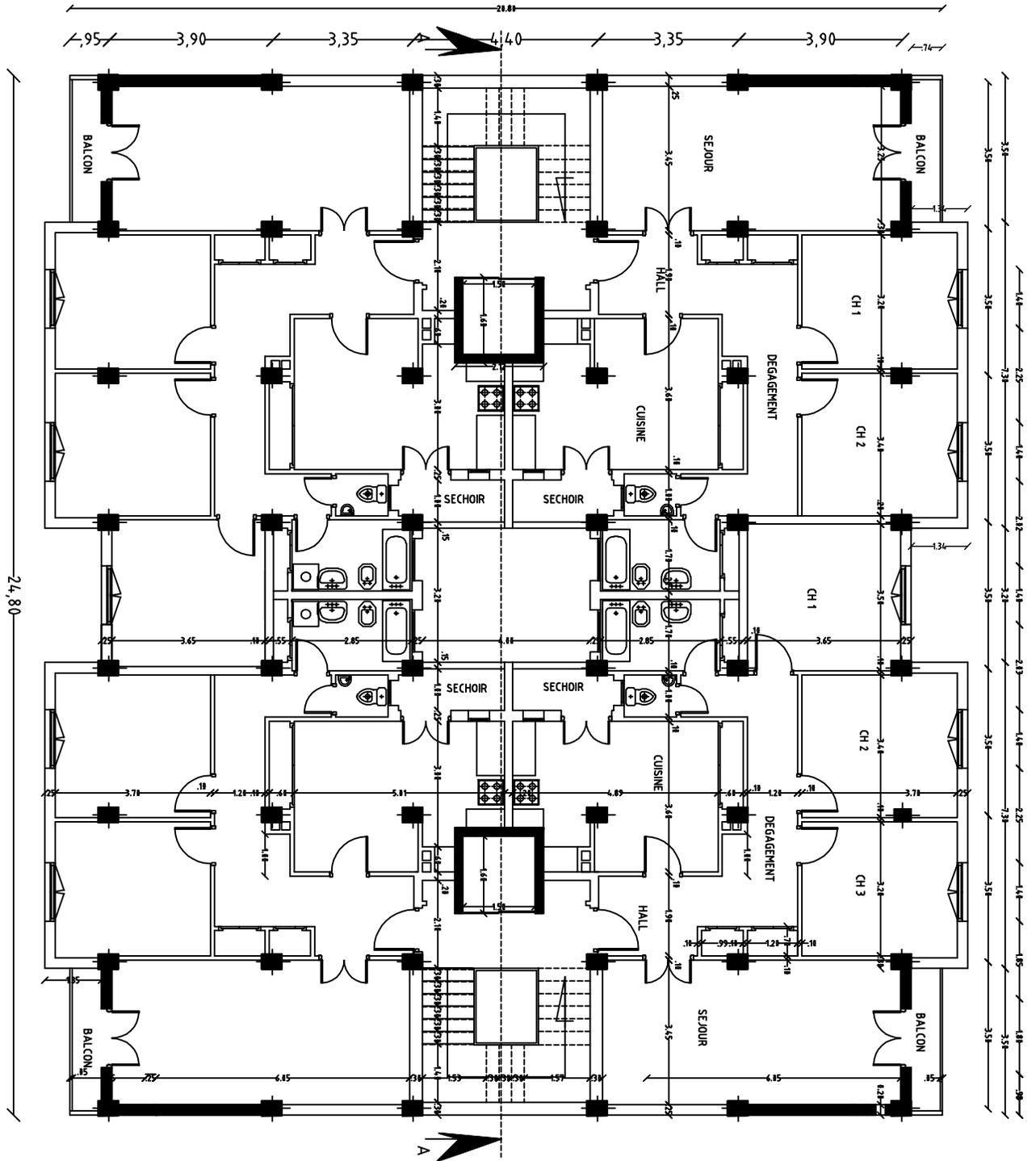


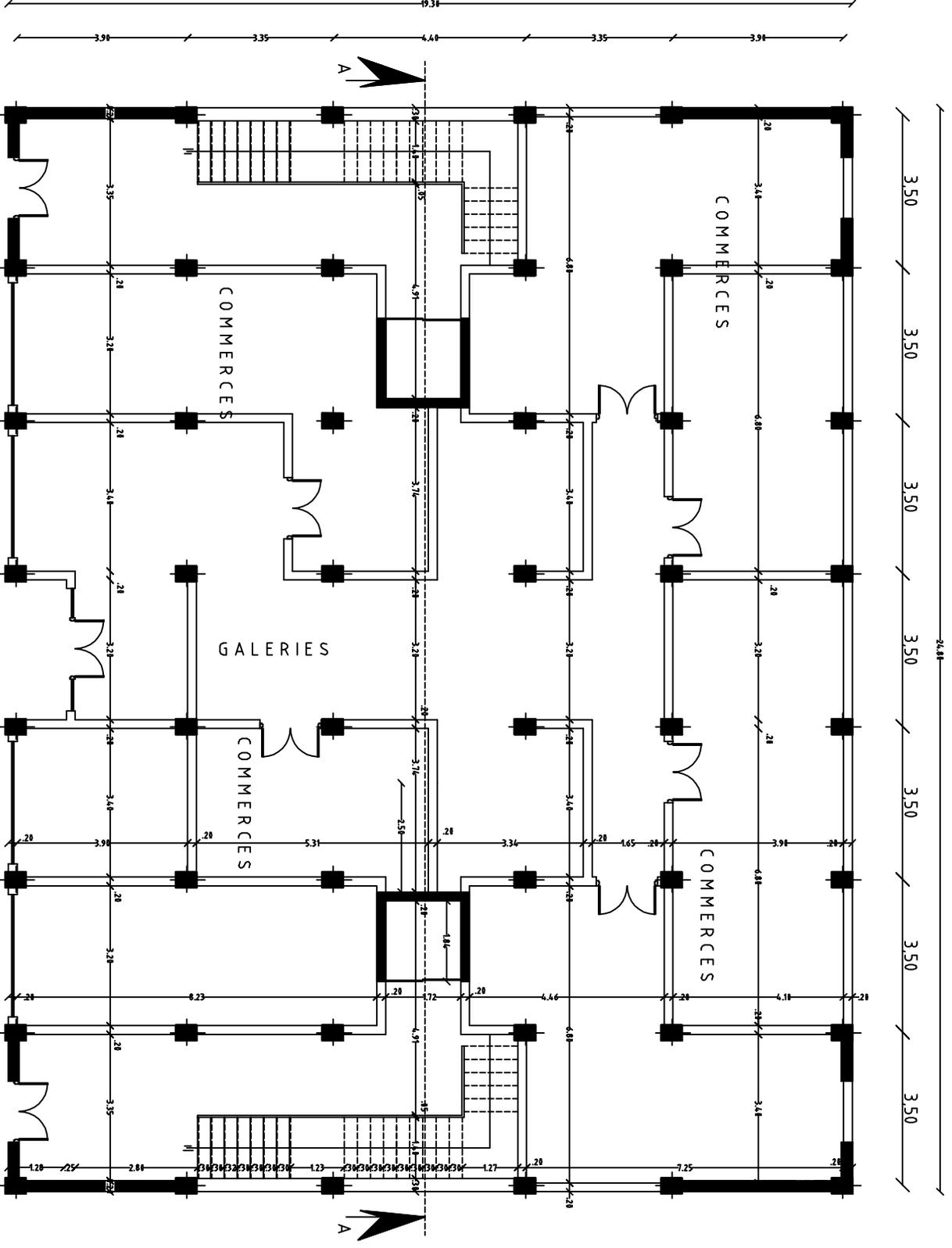
COUPE A-A ECH : 1/100



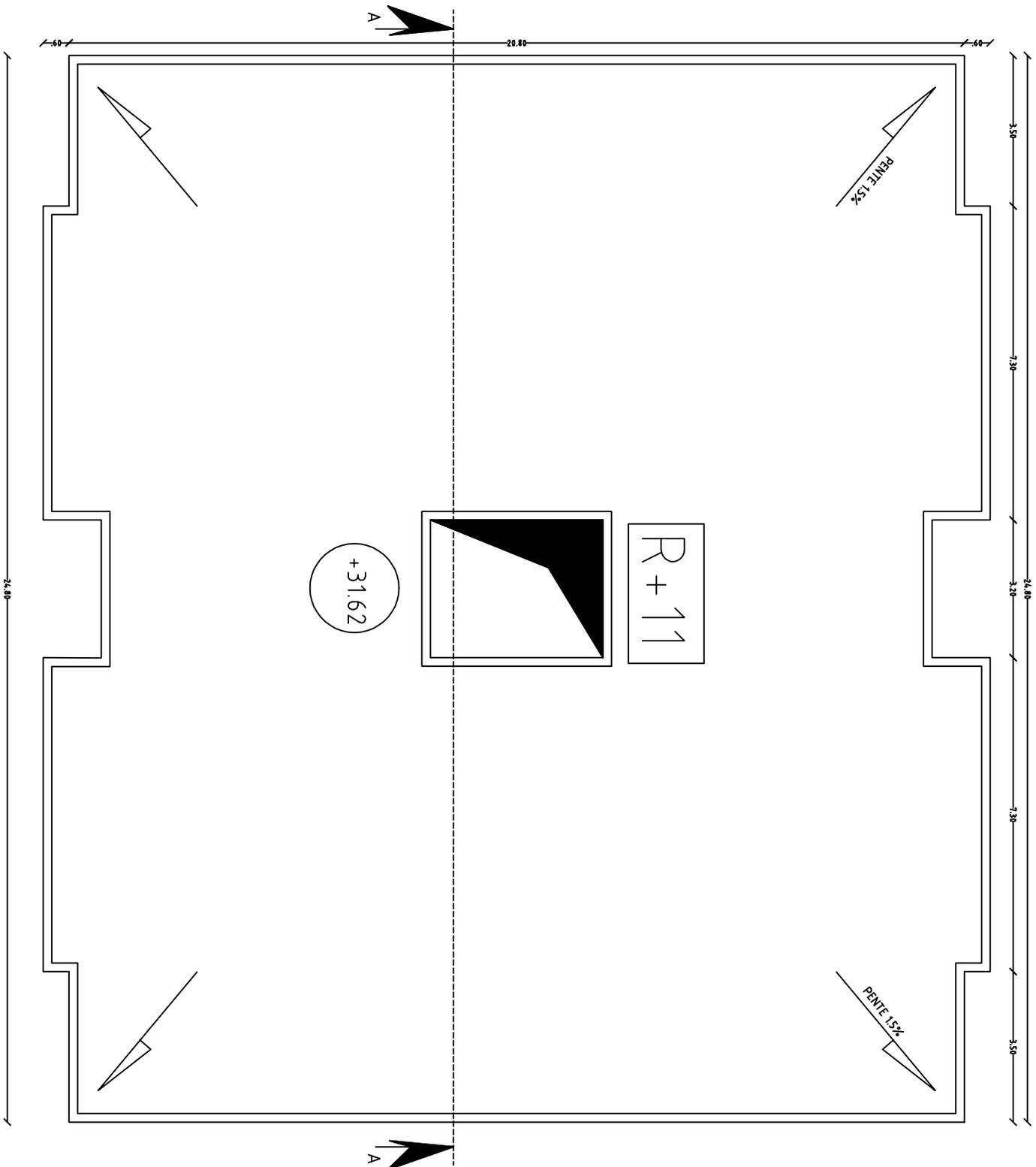
FACADE PRINCIPALE ECH : 1/100

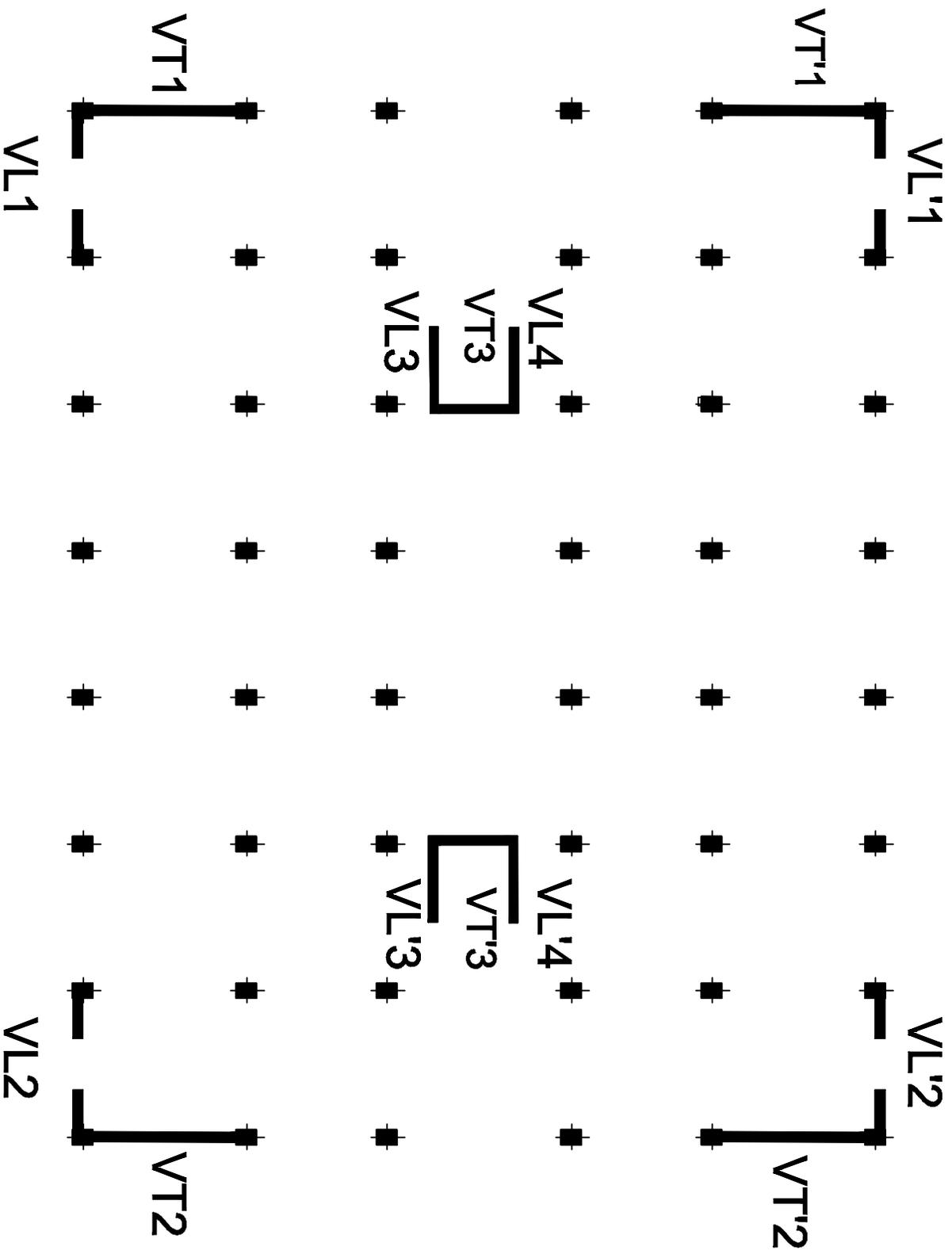
ETAGE COURANT ECH. 1/100





PLAN DE REZ-DE-CHAUSSEE ECH : 1/100





# Disposition des voiles

# Introduction générale

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

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

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

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

Depuis que l'Algériens douté d'un règlement de construction parasismique exigent la construction des bâtiments parasismiques qui doivent rester fonctionnelle après le séisme. Mais en fait que ce que un séisme ? Où et comment se déclenche- il ?

La surface de la terre est constituée par un ensemble de pièces qui bougent tout le temps, ces pièces s'appellent les plaques tectoniques qui sont à peu près 12 plaques principales qui se déplacent en permanence. Ils peuvent glisser les uns par rapport aux autres, s'éloigner ou se rapprocher.

L'Algérie est proche de la limite entre les plaques africaine et eurasiatique. Lorsque les plaques rentrent en cohésion une rupture de rochet se produit au niveau de la zone de choc se qui libère de l'énergie, des ondes sismiques sont alors produites dans tous les sens autour de point de choc qui s'appelle le foyer ou hypocentre ces ondes provoquent des vibrations des bâtiments

On peut mesurer la force d'un séisme par la quantité de l'énergie libérée qui s'appelle la magnitude de séisme et se mesure sur l'échelle de Richter, cette échelle n'a pas de fin mais jusqu'à maintenant on a jamais enregistré un séisme de la magnitude à dépasser 10.

Le règlement parasismique algérien prévoit une carte de zonage sismique de pays qui découpe le pays en régions de différent vulnérabilité sismiques. On évalue la vulnérabilité sismique d'une région en fonction de sa position par rapport à une faille active ou une limite d'une plaque tectonique, Le comportement de ces régions vis-à-vis du séisme est étudié pour évaluer l'aléa sismique c'est-à-dire la probabilité que un séisme d'une certaine magnitude survienne dans cette région. C'est à partir de cette étude que les spécialistes restent des cartes pour évaluer les risques sismiques par région

LE RPA 1999 version 2003 partage le pays en quatre zones de sismicité différentes qui sont échelonnées de plus faible au plus important.

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

**I.1. Introduction :**

*Le projet en question consister l'étude et le calcul des éléments résistants d'une tour (R+9) à usage d'habitation et commercial, qui est constituée d'une structure portiques et voiles en béton armé.*

*Cette tour est composée :*

- d'un RDC à usage commercial.
- de neuf (09) étages à usage d'habitation.
- de deux (02) cages d'escalier.
- de deux (02) cages d'ascenseur.
- Un (01) acrotère

*Afin de garantir la stabilité de notre ouvrage ainsi que la sécurité des usagers, pendant et après la réalisation de l'ouvrage, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur à savoir :*

- Le RPA 99 / version 2003.
- Le BAEL 91.
- C.B.A 93
- D.T.R.B.C. 2.2

*Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage, en l'occurrence, la zone d'implantation, les différentes caractéristiques géométriques de l'ouvrage, les éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques, la réglementation utilisée ainsi que les caractéristiques du sol.*

**I-2- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :****❖ En plan :**

- longueur totale du bâtiment : **24.80 m**
- largeur totale du bâtiment : **22.00m**

**❖ En élévation:**

- hauteur totale du bâtiment (y compris l'acrotère): **31.62 m**
- hauteur du RDC : **04.08 m**
- hauteur d'étage courant : **03.06 m**

**I-3- La zone d'implantation :**

*Le bâtiment qui fait l'objet de cette étude, sera implanté dans la ville de Tizi-Ouzou qui est considérée d'après le règlement parasismique algérien comme zone de moyenne sismicité, c'est-à-dire, (zoneIIa).*

*La contrainte admissible du sol :  $\sigma_{sol} = 2,5$  bars*

*Le site est de S3*

**I-4- Eléments de l'ouvrage :****☞ Ossature :**

*L'immeuble qui fait l'objet de notre étude est à ossature 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.

#### ☞ Planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges.

Il y a deux types de planchers:

##### a. Planchers en corps creux :

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées. Ils ont pour fonctions :

➤ La transmission de différentes charges verticales et horizontales aux éléments porteurs de la structure et participent à la stabilité

➤ Isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.

Le plancher terrasse comporte en plus, un système complexe d'étanchéité composé de :

➤ Forme de pente de 1,5 % pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

➤ Un isolant thermique (liège).

➤ Un revêtement d'étanchéité constitué de feuilles à base de bitume.

➤ Pare vapeur permettant l'isolant thermique de conserver ses caractéristiques initiales.

##### b. Dalle pleine en béton armé :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour la cage d'ascenseur et les balcons dans notre cas.

#### ☞ Maçonnerie :

Il y a deux types de murs dans la structure :

- Les murs intérieurs : Ils sont en simple cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

- Les murs extérieurs : Ils sont réalisés en doubles cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm.

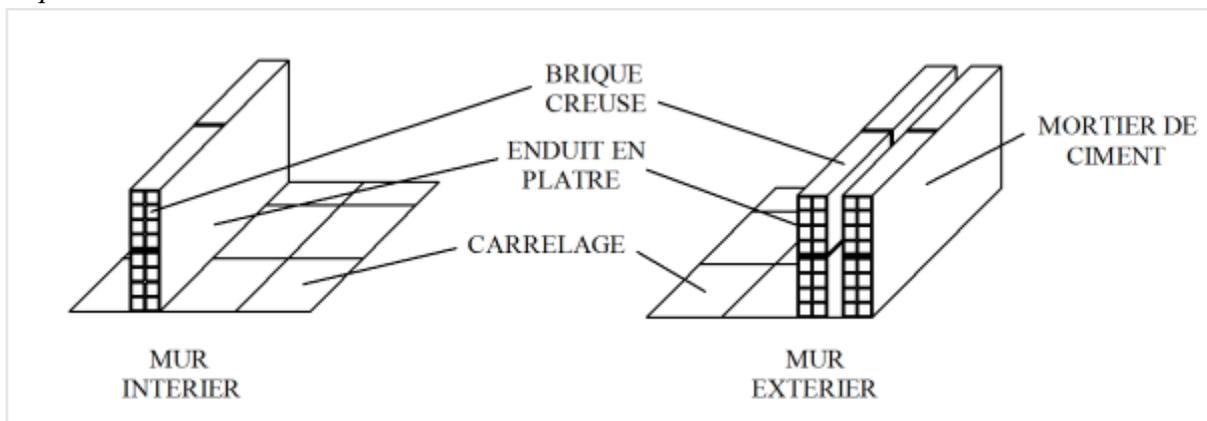


Fig I-1 : les différents types des murs dans la structure.

#### ☞ Revêtements :

Les revêtements seront comme suit :

➤ Mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs des façades extérieures.

➤ Enduits de plâtre de 2 cm 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.

#### ☞ Escaliers :

Ce sont des ouvrages permettant le déplacement entre les différents niveaux, il est composé d'un palier et d'une paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place. Le coulage s'effectuera par étage.

Notre escalier comporte trois volées avec deux paliers intermédiaires à l'intérieur de l'ouvrage.

#### ☞ Cage d'ascenseur :

Notre bâtiment est muni de deux cages d'ascenseurs identiques qui seront réalisées en voiles, coulées sur place.

#### Coffrage :

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

#### ☞ Acrotère :

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.60m de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

#### ☞ Fondations :

##### a-Définition :

On appelle fondation la partie d'un ouvrage reposant sur le terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage.

##### b- Fonctions des fondations :

Reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

##### c- Différents types de fondations : Il existe deux types de fondations :

##### ◆ Les fondations superficielles :

Lorsque les couches de terrain capables de reprendre l'ouvrage sont à faible profondeur : semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous murs, radiers.

##### ◆ Les fondations profondes :

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur : puits, pieux.

##### d- Facteurs de choix de type de fondation :

☀ La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bâtiment d'habitation, ...

☀ La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition de ses caractéristiques.

☀ Le site : urbain ; montagne, bord de mer, .....

☀ La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence de l'eau, ...

☀ Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

#### **1.5. Règlements utilisés :**

Le calcul du présent ouvrage sera conforme aux règles BAEL 91, aux prescriptions algériennes de construction dans le RPA 99 modifiée 2003 et dans le DTR-BC2.2.

##### **1.5.1. Principes des justifications :** (ArtA1.2BAEL91/modifié 99)

Les calculs justificatifs seront conduits suivant la théorie des états limites. Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un des éléments)

est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

❖ **Les différents états limites :**

**a. États limites ultimes (ELU) :**

Ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante :

- Equilibre statique de la construction (pas de renversement) ;
- Résistance de chacun des matériaux (pas de rupture) ;
- Stabilité de forme (pas de flambement) ;

**b. États limite de service (ELS) :**

Qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité, on distingue :

- ☞ États limites de service vis-à-vis de la compression du béton.
- ☞ États limites d'ouverture des fissures.
- ☞ États limites de service de déformation.

**1.6) Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

**1.6.1) Béton :**

Le béton est un mélange ciment, sable, granulats, et eau. La composition du béton doit être conforme aux règles du BAEL 91 modifié 99 et le RPA 99 version 2003, elle sera déterminée au 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 axiale de cylindres droits de révolution (essais d'écrasement d'éprouvettes normalisées) de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

- ☞ A 1 J le béton atteint 15% de sa résistance.
- ☞ A 3 J → 5%.
- ☞ 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 dite 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):

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \text{ en Mpa ; pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa},$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \times f_{c28} \text{ en Mpa ; pour } f_{c28} \geq 40\text{MPa}.$$

Pour l'étude de ce projet, nous adoptons une valeur de  $f_{c_{28}} = 25 \text{ MPa}$ .

b) **Résistance caractéristique à la traction «  $f_{t_j}$  » Art A 2.112 BAEL91,**

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

$$f_{t_j} = 0.6 + 0.06f_{c_j} \text{ en (Mpa)} \quad \text{d'où } f_{t_{28}} = 2.1 \text{ MPa}$$

c) **Contraintes limites de service à la compression :**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c_{28}}(\text{MPa}) \quad (\text{Art 4.5 .2 BAEL 91})$$

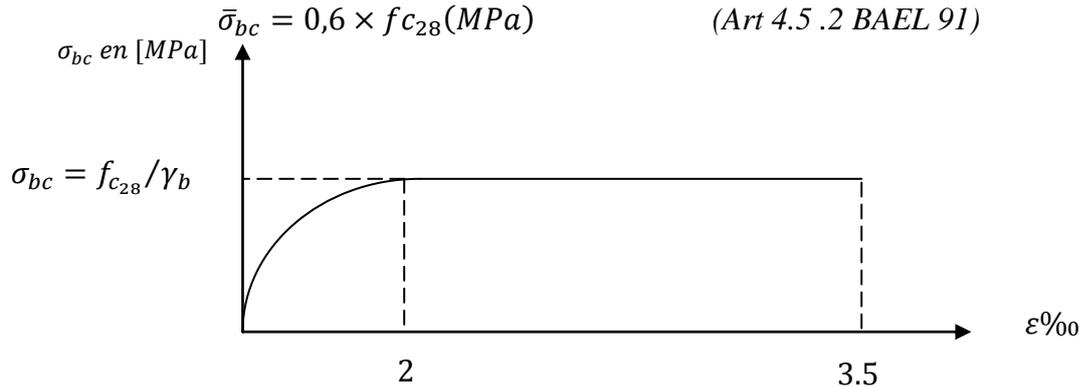


Fig. I-2 : Diagramme simplifié contraintes déformations du béton à l'ELU.

■ **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.

A 28 jours,  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c_{28}} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$  avec  $f_{c_{28}} = 25 \text{ MPa}$ .

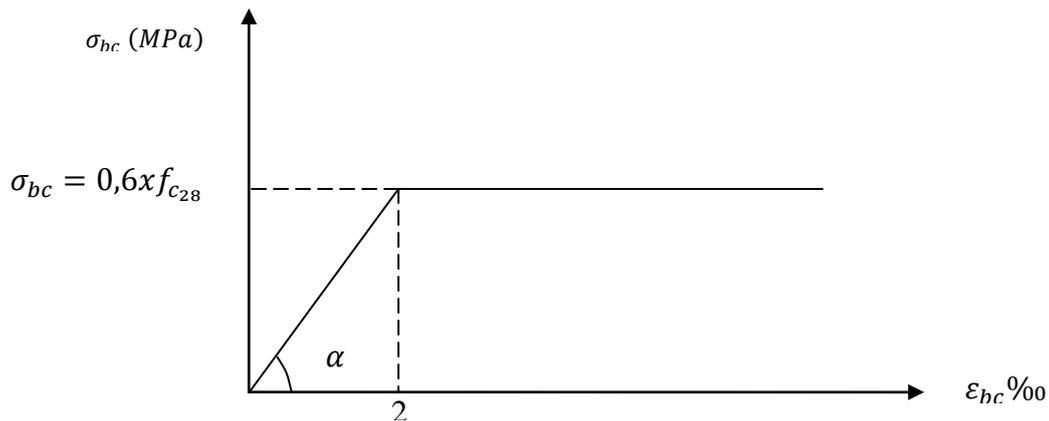


Fig. I.4: Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

$\epsilon_{bc}$  : Déformation relative de service du béton en compression .:

$$\tan \alpha = E_b \Leftrightarrow \text{constant (module d'élastique)}$$

■ **contrainte limite de cisaillement (Art : A5.1, 21 BAEL) :**

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

$b$ : largeur de la section cisailée ;  $d$ : hauteur utile

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

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

d) **Module d'élasticité :**

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

✚ **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 :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} \text{ en MPa.}$$

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

✚ **Module de déformation longitudinale différé 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 :

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700^3 \sqrt{f_{c_j}} (\text{MPa}).$$

Pour:  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_v = 10819 (\text{MPa}).$

✚ **Module d'élasticité transversal:**

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

$\mu$ : coefficient de poisson ;  $E$ : Module de YOUNG.

✚ **Coefficient de poisson (Art : A2.1, 3 BAEL) :**

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

$$v = 0,2 \text{ à l'état limite de service ; } v = 0 \text{ à l'état limite ultime.}$$

**1.6.2) 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 :

Tableau I-1 : caractéristiques des aciers

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
	Ronds lisses FeE240	RL	235	410-490	22‰	1	1
Aciers en treillis	Treillis soudé (TS) TL520 ( $\Phi < 6\text{mm}$ )	TS	550	550	8‰	1.3	1

**1.6.2.1) Module de déformation longitudinal :**

Sa valeur est constante quel que soit la nuance de l'acier  $E_s = 200000$  [MPa]

**1.6.2.2) Contraintes limites :****a) Contrainte limite ultime :**

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

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

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

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

$$\overline{\sigma}_{st} = 384 \text{ [MPa] pour les HA.}$$

**b) 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 aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation) :  $\overline{\sigma}_{st} = f_e$

**- Fissurations préjudiciables :**

Cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$$

**- Fissurations très préjudiciables :**

Dans ce cas-là, on note :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{1}{2} f_e; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$$

$\eta$ : coefficient de fissuration.

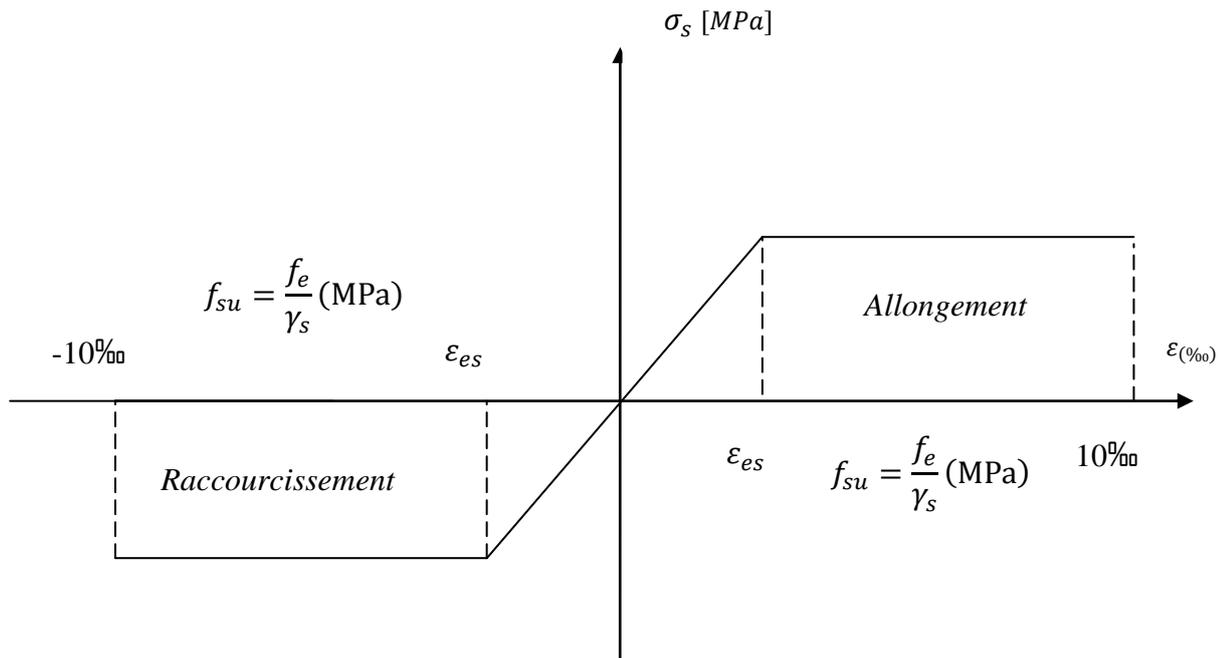
$\eta = 1.6$  pour les adhérence (HA) de diamètre  $\geq 6$ mm.

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

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

### **1.6.2.3) Diagramme contraintes déformations de l'acier :**

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



**Fig I-5: Diagramme contraintes déformations de l'acier**

### **1.6.2.4) Protection des armatures (Art A.7.1 BAEL) :**

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 :

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

**II-1-INTRODUCTION :**

Avant d'entamer tout calcul des éléments de la structure, il faut passer par leurs pré dimensionnements et cela en se basant sur des lois issues des règlements **BAEL91** et **RPA99 version 2003**, ces lois résultent généralement des limitations de déformations et des contraintes dans les matériaux. Le pré-dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections et des éléments de l'ouvrage.

**II-2-PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS :****II-2-1-LES PLANCHERS :****II-2-2-1. Plancher en corps creux:**

L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soit pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnera aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

L'épaisseur du plancher sera déterminée par la formule suivante (art B.6.5, 1 /BAEL 91 modifié 99) :

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

Avec :

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

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

Dans notre cas :  $L_{max} = 3,50 - 0,25 = 3,25 \text{ m}$ .

On aura donc : 
$$h_t = \frac{L_{max}}{22,5} = \frac{L - 25}{22,5} = \frac{325}{22,5} = 14,44 \text{ cm}$$

On prend :

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

On optera pour un plancher de 20 cm d'épaisseur, composé d'un corps creux de 16cm, et d'une dalle de compression de 04 cm et il sera valable pour tous les planchers.

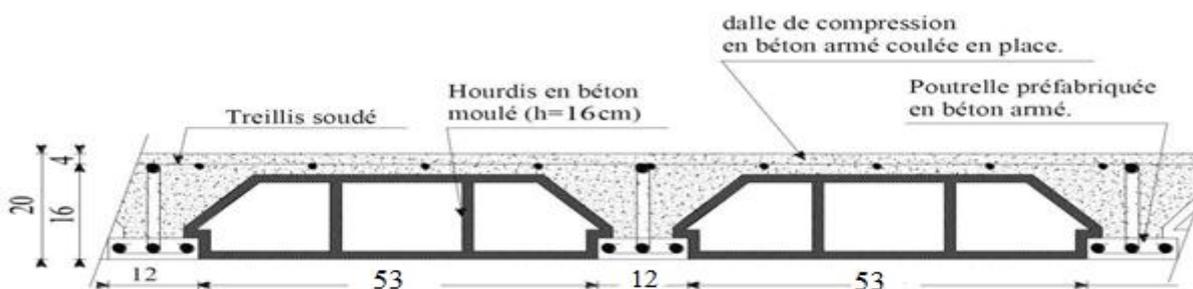


Figure II-1 : coupe transversale d'un plancher en corps creux.

**II-2-2-2. Plancher en dalle pleine:**

Ils sont composés d'une dalle mince et plane d'épaisseur constante reposant sur un système d'appuis (sur appuis continus ou sur appuis ponctuels).

L'épaisseur d'une dalle pleine peut être déterminée en fonction de sa portée, avec vérification de la résistance au feu, l'isolation acoustique, et sa flèche.

**II-2-2-2-1. Condition de l'isolation acoustique :**

Pour une dalle pleine la résistance acoustique ou l'indice d'affaiblissement acoustique.

❖ **Les bruits aériens :**

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$R = 13,3 \log 10M \quad \text{si} \quad M \leq 250 \text{kg/m}^2 \dots (*) \quad M : \text{Masse surfacique.}$$

$$R = 15 \log M + 9 \quad \text{si} \quad M > 250 \text{kg/m}^2 \dots (**).$$

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé d'avoir une masse surfacique minimale de  $350 \text{kg/m}^2$ .

La formule (\*\*) nous donne :  $M = 350 \text{kg/m}^2$ .

Donc :

$$M = \rho \cdot ep \geq 350 \text{kg/m}^2.$$

$$A.N: 2500 \cdot ep \geq 350 \quad \Rightarrow \quad ep = 350/2500 = 0,14 \text{m.}$$

$$ep \geq 14 \text{cm.}$$

❖ **Les bruits d'impact :**

La loi de la masse nous donne :  $M \geq 400 \text{kg/m}^2$ .

$$M = \rho \times ep \geq 400$$

$$ep \geq \frac{400}{2500} \geq 0,16 [m].$$

$$ep \geq 16 [cm].$$

**II-2-2-2. Condition de la résistance au feu : (BAEL 91 révisé 99-3.1.33)**

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

$e_p = 11 \text{cm}$  .... Pour les planchers présentant un risque particulier contre l'incendie.  
 $e_p \geq 7 \text{cm}$  .... Pour les planchers présentant aucun risque particulier contre l'incendie.

**II-2-2-2-3. Condition de la résistance à la flexion :**

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la résistance à la flexion. Dans notre cas la dalle est considérée comme un porte à faux ou balcon, sa hauteur doit satisfaire la condition suivante :  $e_1 \geq \frac{L}{10}$

Avec :

$e_1$ : La hauteur totale de la dalle.

$L$ : La largeur de porte à faux.

Dans notre cas :  $L = 135 \text{ cm} = 1,35 \text{ m.}$

$$e_1 \geq \frac{135}{10} = 13,5 [cm]$$

**II-2-2-2-4. Condition de limitation de la flèche :**

Pour cette partie on s'intéresse à l'état limite de service vis-à-vis des éléments fléchis. On cherche à vérifier que la flèche de service reste inférieure à la flèche admissible déterminée pour que l'usage de la structure se fasse dans de bonnes conditions (non fissuration des revêtements de sol et des cloisons, bonne fermeture des portes et fenêtres)

**II-2-2-2-4-1. Valeur limite de la flèche (BAEL 91, modifié 99 ; Art. B.6.5.3):**

$L/5(m)$  ..... si la portée  $L \leq 5(m)$

$5 * 10^{-3}(m) + L/10(m)$  ..... si la portée  $L > 5(m)$ .

Et pour les éléments supports en console, la valeur :

$L/2,5(m)$  ..... si la portée  $l$  de la console est  $L \leq 2(m)$ .

Où la flèche et la portée  $L$  sont exprimées en mètre.

**II-2-2-2-4-2. Calcul de la flèche pour une bande de 1m de largeur :**

$$f = \frac{5qL^4}{384 \times E \times I} ; I = \frac{b * e_p^3}{12}$$

$$E_{v28} = 10819 \text{ MPa} = 10819000 \text{ KN/m}^2$$

Avec:

$$b = 1\text{m} = 100\text{cm.}$$

$L = 3,20 \text{ [m]}$  ... ... (La grande portée entre nus d'appuis « extrémités des poutres »).

Donc :

$$\frac{5qL_x^4}{384EI} \leq \frac{L_x}{500} \Rightarrow \frac{5ql^4}{348E} \leq \frac{be_p^3}{500} \Rightarrow \frac{500 \times 12 \times 5 \times q \times L_x^3}{348 \times E \times b} \leq e_p^3$$

$$e_p \geq \sqrt[3]{\frac{12 \times 2500 \times q \times L_x^3}{348 \times E}} \dots \dots \dots (*)$$

**II-2-2-2-4-3. Calcul de chargement (q) pour une bande de 1m de largeur :****➤ Charge permanente G :**

Pour ce faire, on considère une bande de dalle de largeur  $b=1\text{m}$  avec épaisseur  $e_p=20\text{cm}$  (min de RPA).

$$G = 25xe_p(\text{KN/m}^2)$$

$$G = 5(\text{KN/m}^2)$$

**➤ Charge d'exploitation Q :**

$Q = 3,5 \text{ [KN/m}^2 \text{]}$  donne par (DTR) pour les balcons en dalle pleine.

$$q = (G + Q) \times 1\text{m} = (25xe_p + 3,5)\text{KN/m}^2.$$

$$q = 8,5\text{KN/m}^2.$$

En remplaçant « I », « L », « E », et « q » par leurs valeurs dans la relation (\*), on obtient:

$$e_p \geq 13,04[\text{cm}]$$

En tenant compte de tous les résultats trouvés, on opte pour une épaisseur :

$$e_p = 20 \text{ [cm].}$$

**II.3.LES POUTRES :**

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

Le dimensionnement de la section rectangulaire doit satisfaire les conditions suivantes

❖  $h$  : Hauteur de la poutre ;

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

❖  $b$  : Largeur de la poutre ;

❖  $L$  : Portée maximum entre nus d'appuis.

$$0.4h < b < 0.7h$$

Le coffrage minimum des poutres est donné par la formule suivante :

$$b > 20 ; h > 30 ; \frac{h}{b} < 4(\text{RPA 99 Art 7.5.1})$$

On distingue les poutres principales qui sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi leurs appuis et les poutres secondaires qui lui sont parallèle en assurant ainsi le chaînage.

**a-Poutres principales :**

⊕ **La hauteur :**

$$\frac{L_{max}}{15} \leq H_{pp} \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$L_{max}$  : Longueur maximale entre nus des poteaux.

$$\left(\frac{(440 - 25)}{15}\right) \leq h_{pp} \leq \left(\frac{(440 - 25)}{10}\right)$$

$$27,67 \leq h_{pp} \leq 41,5$$

On opte pour une hauteur :  $h_{pp} = 40\text{cm}$

⊕ **La largeur :**

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

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40.$$

$$16 \leq b \leq 28$$

On opte pour une largeur :  $b = 30\text{cm}$ .

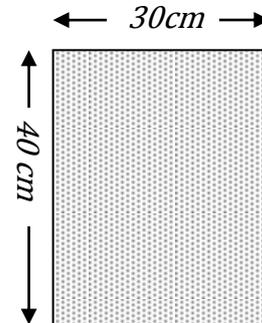


Figure. II-2: coupe transversal d'une section des poutres principales

**b-Poutres secondaires :**

⊕ **La hauteur :**

$$\frac{L_{max}}{15} \leq H_{ps} \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$L_{max}$  : Longueur maximale entre nus des poteaux .

$$\left(\frac{(350 - 25)}{15}\right) \leq h_{ps} \leq \left(\frac{(350 - 25)}{10}\right)$$

$$21,33 \leq h_{ps} \leq 32$$

On opte pour une hauteur :  $h_{ps} = 35\text{cm}$

⊕ **La largeur :**

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

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35.$$

$$14 \leq b \leq 24,5$$

On opte pour une largeur :  $b = 30\text{cm}$

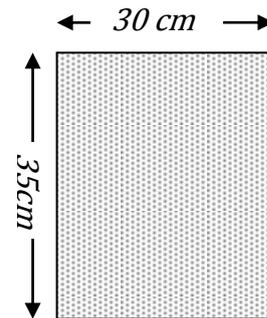


Figure. II-3: coupe transversal d'une section des poutres secondaire

Ⓢ  $L_{max}$  : Portée libre maximale entre nus des appuis.

Ⓢ  $h_{pp}$  : Hauteur de la poutre principale.

Ⓢ  $h_{ps}$  : Hauteur de la poutre secondaire.

Ⓢ  $b$  : Largeur des poutres.

**c -Vérification :**

Selon l'article 7.5.1 de RPA 99/ modifié en 2003, les poutres doivent respecter les dimensions ci – après :

▣  $-b \geq 20\text{cm}$  ..... condition vérifiée.

▣  $-h \geq 30\text{cm}$  ..... condition vérifiée.

▣  $-h/b = 40/30 = 1,33 < 4,00$  ..... condition vérifiée.

▣  $-h/b = 3/530 = 1,17 < 4,00$  ..... condition vérifiée.

▣  $-b_{max} \leq 1,5 h + b_1$  ..... condition vérifiée.

\*Les dimensions des poutres retenues sont :

☞ Poutres principales :  $30 \times 40\text{cm}^2$ .

☞ Poutres secondaires :  $30 \times 35 \text{cm}^2$ .

**II-4. Les voiles :**

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

Épaisseur minimale d'un voile :  $a_{min} = 15 \text{ cm}$

De plus l'épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

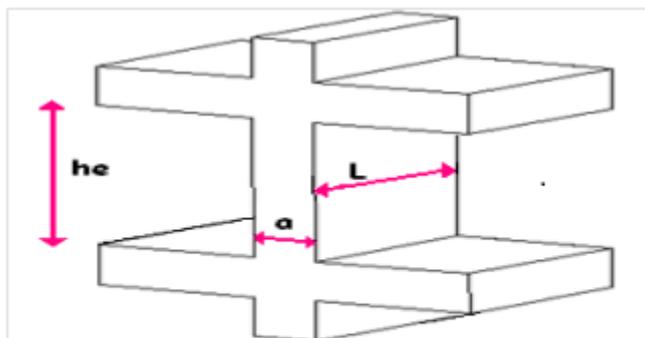


Fig II-4 : Un exemple du refend

D'après RPA 99 ADDENA 2003 le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

**a) L'épaisseur du voile :**

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage «  $h_e$  » et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de 15

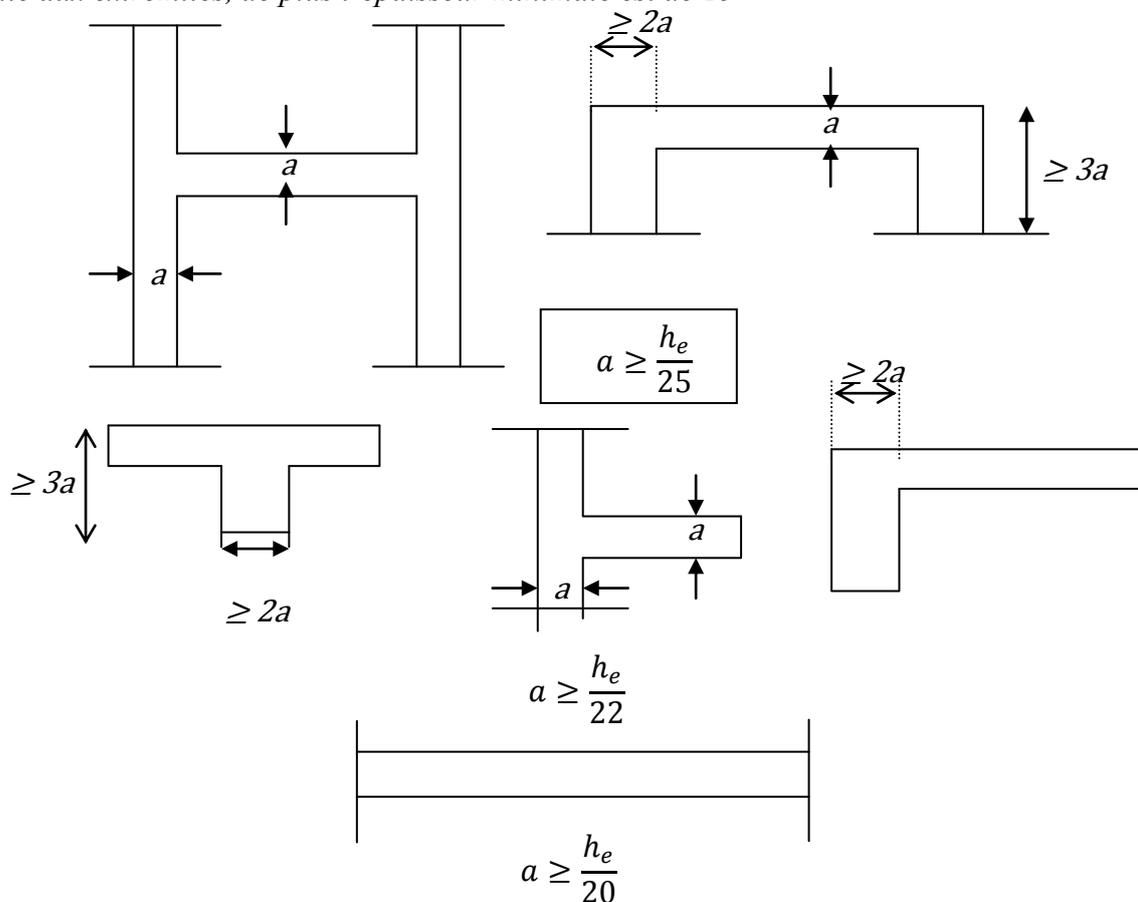


Fig. II -5 : différentes types des refends

Dans notre cas :  $a = \frac{h_e}{20}$

**Pour le RDC**

On a :  $h_e = h - e_p \Rightarrow h_e = 408 - 20 = 388$   
 $a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{388}{20} \Rightarrow a \geq 19,4(\text{cm})$   
 $\Rightarrow a = 20 \text{ cm.}$

**Pour l'étage courant**

On a :  $h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$   
 $a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{286}{20} \Rightarrow a \geq 14,3 \Rightarrow a = 20 \text{ cm}$

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

**b) Vérification des exigences du RPA 99 (art 7,7.1) :**

Ne sont considérées comme voiles de contreventement que les éléments satisfaisant la condition suivante :

$L_{\min} \geq 4 a \Rightarrow L_{\min} = 3,50 \geq 4 \times 20 \Rightarrow L \geq 80[\text{cm}] \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

Avec :

$L$  : longueur du voile ;  $a$  : Épaisseur du voile

**II-5. Les poteaux :**

Les poteaux seront dimensionnés à l'ELS sous un effort axial de compression  $N_s$  qui sera repris uniquement par les sections du béton et la section transversale d'un poteau sera déterminée par la formule suivante :  $S \leq N_s / \overline{\sigma}_{bc}$

Avec :  $N_s = G + Q \dots (\text{ELS}).$

- $N_s$  : Effort de compression repris par le poteau le plus sollicité.
- $S$  : Section transversale de poteau le plus sollicité.
- $G$  : Charge permanente.
- $Q$  : charge d'exploitation.
- $\sigma_{bc}$  : Contrainte admissible du béton à la compression à l'ELS.

$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} = 1,5 \text{ KN/cm}^2$

L'effort normal " $N_s$ " sera déterminé par le procédé de la descente de charge donné par le règlement du (BAEL 91) .qui se fait comme suit :

**II-5-1. Détermination des charges et surcharges :**

**II-5-1-1.Charges permanentes « G » :**

**II-5-1-1-1. Les planchers :**

**A / Plancher terrasse :**

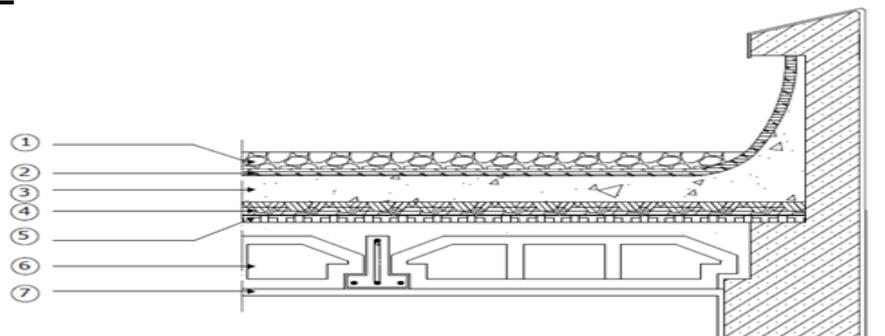


Fig. II-6 : Schéma descriptif du plancher terrasse inaccessible.

Tableau. II-1 : Désignation de charges.

Les valeurs fixées dans le tableau sont obtenues d'après le (DTR. B.C 2.2).

N <sup>o</sup>	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kg/m <sup>3</sup> )	G (kg/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravier	0.05	1700	85	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	600	12	0,12
3	Forme de pente en béton	0.07	2500	175	1,75
4	Feuille de poly âne	0.01	100	1	0,01
5	Isolation thermique	0.004	400	16	0,16
6	Hourdis et table de compression. Ou Dalle pleine	0.16+0.04	1400	280	2,80
		0.20	2500	500	5,00
7	Enduit plâtre	0.02	1000	20	0,20
$G_{tot} \text{ (crops creux )} = 589 \text{ kg/m}^2 = 5,89 \text{ KN/m}^2$					
$G_{tot} \text{ (dalle pleine) } = 809 \text{ kg/m}^2 = 8,09 \text{ KN/m}^2$					

**b / Le plancher d'étage courant :**

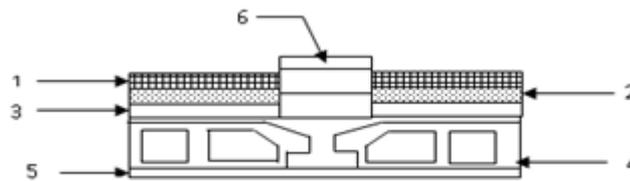


Figure II -7 : Elément constituant les planches d'étage courant

Tableau. II-2 : Désignation de charges.

N <sup>o</sup>	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kg/m <sup>3</sup> )	G (kg/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage scellé	0,02	2200	44	0,44
2	Mortier de pose	0,02	2000	40	0,40
3	Couche de sable	0,02	1800	36	0,36
4	Hourdis et table de compression. Ou Dalle pleine	0,20	1400	280	2,80
		0,20	2500	500	5,00
5	Enduit plâtre	0,02	1200	24	0,24
6	Cloison en briques creuses (y compris enduit plâtre)	0,10	900	90	0,90
		0,04	1000	40	0,40
$G_{tot} \text{ (corps creux) } = 550 \text{ Kg/m}^2 = 5,50 \text{ KN/m}^2$					
$G_{tot} \text{ (dalle pleine) } = 770 \text{ Kg/m}^2 = 7,70 \text{ KN/m}^2$					

**Planches en dalle pleine :**

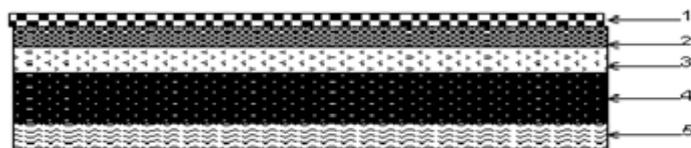


Figure II -8 : Coupe transversale de la dalle pleine

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant :

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle en béton armé	0,15	25	3,75
5	Enduit ciment	0,02	18	0,36
<b>G<sub>i</sub> = 5, 31KN/m<sup>2</sup></b>				

**II-5-1-1-2. Les murs :**

**a/ Murs extérieurs :**

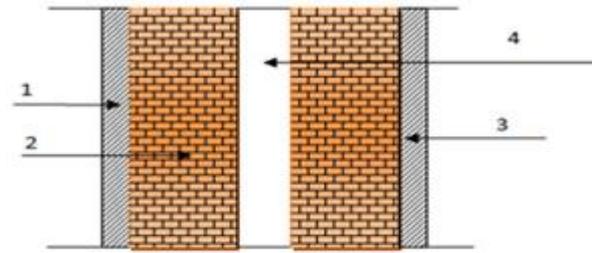


Figure II -9 : Coupe transversale du mur extérieur

Tableau. II-3 : Désignation de charges.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kg/m <sup>3</sup> )	G (kg/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de ciment	0,02	1800	36	0.36
2	Brique creuse	2x0, 1	2x900	2x90	2x0, 9
3	Enduit de plâtre	0,02	1000	20	0,2
4	Lame d'air	0,05	/	0	0
<b>Charge permanente total (G)</b>				<b>236kg/m<sup>2</sup></b>	<b>2.36KN/m<sup>2</sup></b>

**b/- Murs intérieur :**

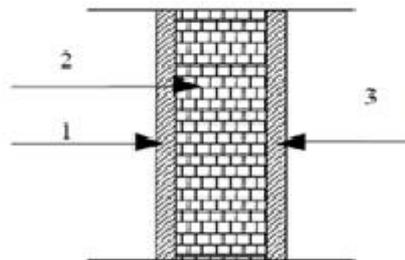


Fig. II-10 : coupe transversale du mur en simple cloison

Tableau. II-4 : valeur de la charge permanent de la maçonnerie (mur intérieur) :

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kg/m <sup>3</sup> )	G (kg/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de plâtre	0,04	1200	48	0,48
2	Brique creuse	0,10	900	90	0.9
<b>G<sub>tot</sub></b>				<b>138kg/m<sup>2</sup></b>	<b>1,38KN/m<sup>2</sup></b>

**II-5-1-1-3. Porte à faux :**

Tableau. II-5: Désignation de charges.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kg/m <sup>3</sup> )	G (kg/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	2200	44	0,44
2	Mortier de pose	0,02	2200	40	0,40
3	Couche de sable	0,02	1800	36	0,36
4	Hourdis et table de compression.	0,2	1400	280	2,8
5	Enduit de ciment	0,02	1800	36	0,36
<b>G<sub>tot</sub></b>				<b>436kg/m<sup>2</sup></b>	<b>4,36KN/m<sup>2</sup></b>

**II-5-1-1-4. Poutres :**

**Poutres principales :**

$$G_p = b \times h \times t \times \rho = 0,30 \times 0,40 \times 25 = 3,00 \text{ KN/ml.}$$

**Poutres secondaires :**

$$G_s = b \times h \times t \times \rho = 0,30 \times 0,35 \times 25 = 2,625 \text{ KN/ml.}$$

**II-5-1-2) charges d'exploitation (Q) :** Le DTR nous donne les valeurs suivantes :

Tableau. II-6 : charges d'exploitation réglementaire

Désignation	Surcharges d'exploitation (Q) (KN/ m <sup>2</sup> )
Terrasse inaccessible	1,00
Plancher d'étage courant à usage d'habitation	1,50
Plancher de RDC à usage commercial	5,00
Acrotère	1,00
Escalier	2,50
Balcons	3,50

**REMARQUE :**

Après avoir calculé les différentes charges revenant aux poteaux les plus représentatifs, nous avons pu déterminer le poteau le plus sollicité, et sa section sera déterminée par la descente de charge.

**II-5-2. Descente des charges:**

**II-5-2-1. Détermination de la surface revenant au poteau le plus sollicité:**

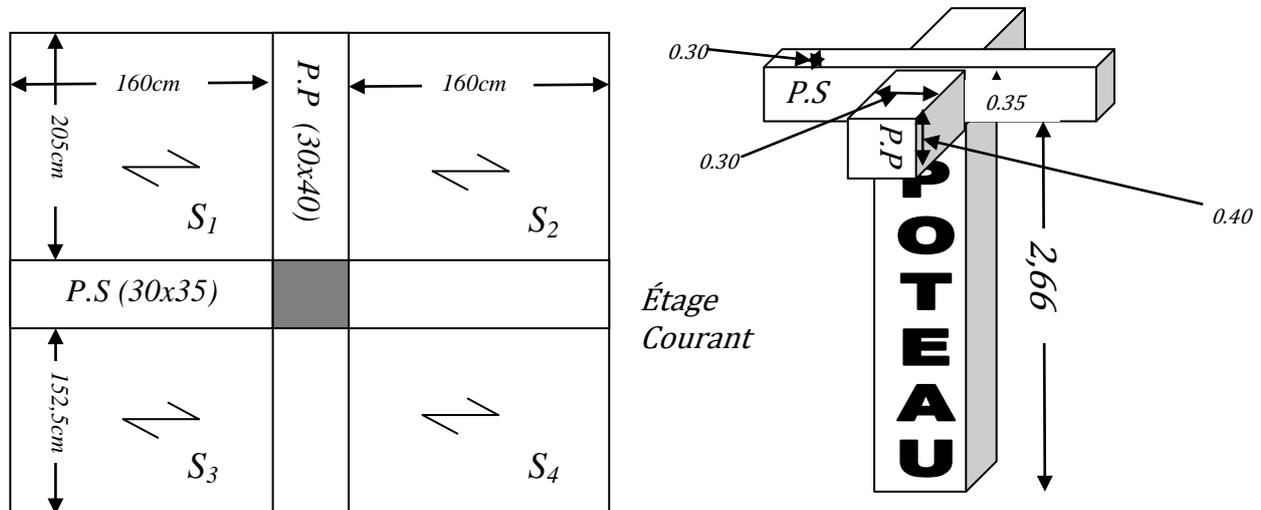


Figure. II-11: Représentation des éléments considérés dans la descente de charge.

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

$$A.N: S = 2 (1,60 \times 1,525) + 2(1,60 \times 2,05) \rightarrow S = 11,44[m^2].$$

**II-5-2-2. Calcul du poids propre des poutres :**◆ **Poutres principales :**

$$P_{pp} = G_p \times L = 3 \times (1,525 + 2,05) = 10,73 \text{ KN.}$$

◆ **Poutres secondaires :**

$$P_{ps} = G_s \times L = 2,63 \times (1,60 + 1,60) = 8,42 \text{ KN.}$$

◆ **Poids total des poutres :**

$$P_{\text{total}} = P_{pp} + P_{ps} = 10,73 + 8,45 = 19,15 \text{ KN.}$$

**II-5-2-3. Calcul du Poids des poteaux :**

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leurs poids, nous avons fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure :

$$\begin{cases} b = 30 \\ h = 30 \end{cases}$$

◆ **Poids des poteaux des RDC :**

$$P = 0,3 \times 0,3 \times 4,08 \times 25 = 9,18 \text{ KN.}$$

◆ **Poids des poteaux des étages courants :**

$$P = 0,3 \times 0,3 \times 3,06 \times 25 = 6,89 \text{ KN}$$

**II-5-2-4. Calcul du poids propre des planchers revenant au poteau le plus sollicité :**◆ **Plancher terrasse inaccessible :**

$$G_t = G_t(c.c) = 5,89 \times 11,44 = 67,38 \text{ KN.}$$

◆ **Plancher d'étage courant :**

$$G_{e.c} = G_{e.c}(c.c) = 5,54 \times 11,44 = 62,92 \text{ KN.}$$

**II-5-2-6. Loi de dégression de charges : (DTR.B.C.2.2/Art6.3)**

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme étant indépendante. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression. Les charges sur ces planchers sont prises sous abattement.

Le nombre minimum de niveau pour tenir compte de la loi de dégression est de 05.

Ce qui est le cas de notre tour étudiée.

$$Q = Q_0 + (3 + n)/2n \times \sum Q_i \quad (D.T.R)$$

$(3+n)/2n$  : Coefficient valable pour  $n \geq 05$ .

N°	Niveau	Equation	Charge (KN).
0	Terrasse	$Q_0 = 1,00 \times 13,56$	11,44
1	Etage 08	$Q_0 + Q_1 = 13,56 + 17,34$	28,6
2	Etage 07	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) =$	44,04
3	Etage 06	$Q_0 + 0,9(Q_1 + \dots + Q_3) =$	57,77
4	Etage 05	$Q_0 + 0,85(Q_1 + \dots + Q_4) =$	69,78
5	Etage 04	$Q_0 + 0,8(Q_1 + \dots + Q_5) =$	80,08
6	Etage 03	$Q_0 + 0,75(Q_1 + \dots + Q_6) =$	88,66
7	Etage 02	$Q_0 + 0,714(Q_1 + \dots + Q_7) =$	97,21
8	Etage 01	$Q_0 + 0,687(Q_1 + \dots + Q_8) =$	105,75
9	RDC	$Q_0 + 0,667(Q_1 + \dots + Q_9) =$	114,45

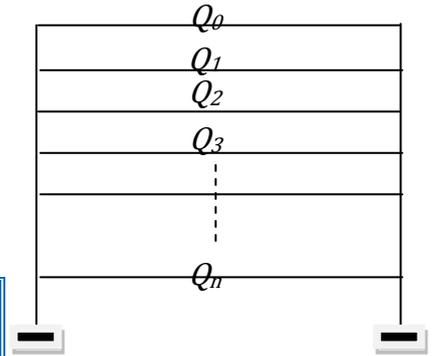
Avec :

$$Q_0 = 1 \times 11,44 = 11,44 \text{ KN.}$$

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_9 = 1,50 \times 11,44 = 17,16 \text{ KN.}$$

**II-5-2-6. Plancher en corps creux :**

Tableau. II-7 : Récapitulatif de la descente de charge



Niveau	Charges permanentes					Charges d'exploitations		S = $\frac{N_s}{\sigma_{bc} b h_c}$ (Trouvées (cm <sup>2</sup> ))	Section minimal	S Adoptées (cm <sup>2</sup> )
	G Plancher (KN)	G Poutre (KN)	G Poteau (KN)	G <sub>r</sub> (KN)	G <sub>cum</sub> (KN)	Q Plancher (KN)	N <sub>s</sub> = G <sub>c</sub> + Q <sub>c</sub> (KN)			
9(terrasse)	67,38	19,14	0	86,52	86,52	11,44	97,96	65,31	147,27	35x35
8	62,92	19,14	6,89	88,95	175,47	28,60	204,07	136,05	304,29	35x35
7	62,92	19,14	6,89	88,95	264,41	44,04	308,45	205,64	459,02	35x35
6	62,92	19,14	6,89	88,95	353,36	57,77	411,13	274,09	611,47	35x35
5	62,92	19,14	6,89	88,95	442,31	69,78	512,09	341,39	761,62	40x40
4	62,92	19,14	6,89	88,95	531,25	80,08	611,33	407,56	909,49	40x40
3	62,92	19,14	6,89	88,95	620,20	88,66	708,86	472,57	1055,08	40x40
2	62,92	19,14	6,89	88,95	709,14	97,21	806,35	537,57	1200,62	45x45
1	62,92	19,14	6,89	88,95	798,09	105,75	903,84	602,56	1346,15	45x45
RDC	62,92	19,14	9,18	91,24	889,33	114,45	1003,78	669,19	1494,95	45x45

$$\sigma_{bc} = 1,5 \text{ KN/cm}^2$$

La section minimale est obtenue à partir de la formule suivant :

$$\frac{N_s}{S \times f_{c28}} \leq 0,3 \Rightarrow S \geq \frac{N_s}{0,3 \times f_{c28}}$$

**II-6. Vérification des règles de RPA 99 / version 2003 :**

**Pour la zone II<sub>a</sub> :**

Min (b, h) ≥ 30 cm → Condition vérifiée.

Pour le réz de chaussée :

Min (b, h) = 40cm ≥ h/20 = 368/20 = 18,40cm ..... Condition vérifiée.

Pour le reste des étages :

Min (b, h) = 30cm ≥ h/20 = 266/20 = 14,40cm ..... Condition vérifiée.

-1/4 < b/h < 4 :

- ◆ Pour le RDC, 1 et 2<sup>ème</sup> étage: 1/4 < b/h = 45/45 = 01 < 04 ..... Condition vérifiée.
- ◆ Pour le 3, 4 et 5<sup>ème</sup> étage : 1/4 < b/h = 40/40 = 01 < 04 ..... Condition vérifiée.
- ◆ Pour le 6, 7, 8 et 9<sup>ème</sup> étage : 1/4 < b/h = 35/35 = 01 < 04 ..... Condition vérifiée.

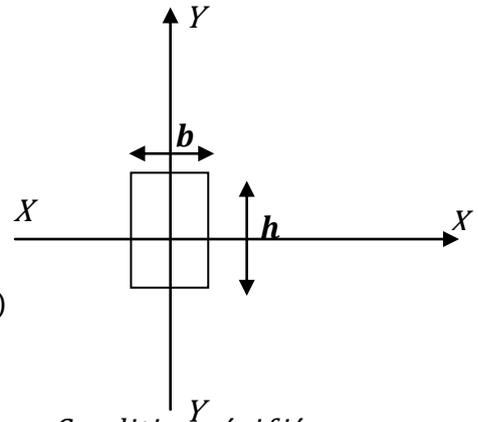
• **Vérification des poteaux au flambement :**

Un élément en béton armé peut être flambé à tout moment sous un effort de compression centré ou excentré, si  $\lambda \leq 50$ .

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

Avec :

- $\lambda$ : Elancement du poteau
- $L_f$ : Longueur de flambement ( $0,7l_0$ )
- $L_0$ : Longueur libre de poteau.
- $i$ : Rayon de giration ( $I/B$ )
- $I$ : Moment d'inertie ( $b \times h^3 / 12$ )
- $S$ : Section transversale du poteau ( $S = b \times h$ )



$$\lambda = 2,42 L_0 / b$$

**1-Poteau de R.D.C ( $L_0 = 408\text{cm.}$ ) :**

❖  $\lambda = (2,42 \times 408) / 45 = 21,941 < 50 \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

**2-Poteau d'étage courant ( $L_0 = 306\text{cm.}$ ) :**

❖  $\lambda = (2,42 \times 306) / 45 = 16,456 < 50 \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

❖  $\lambda = (2,42 \times 306) / 40 = 18,513 < 50 \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

❖  $\lambda = (2,42 \times 306) / 35 = 21,157 < 50 \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

\*Tous les poteaux sont vérifiés vis-à-vis de RPA99/version 2003 et la condition de flambement.

**II-7. Conclusion :**

On a procédé au pré dimensionnement de la structure dont les principaux résultats sont les suivants :

- ✚ Dalle en corps creux :  $16+4=20\text{cm}$
- ✚ Dalle pleine :  $20\text{cm}$
- ✚ Poutres principales :  $30 \times 40$
- ✚ Poutres secondaires :  $30 \times 35$
- ✚ Voile de contreventement :  $e_p = 20\text{cm}$
- ✚ Poteaux niveaux (RDC) et 1<sup>er</sup>, 2<sup>ieme</sup> et étage :  $45 \times 45$ .
- ✚ Poteaux niveaux 3<sup>ieme</sup>, 4<sup>ieme</sup>, 5<sup>ieme</sup> et étage :  $40 \times 40$ .
- ✚ Poteaux niveaux 6<sup>ieme</sup>, 7<sup>ieme</sup>, 8<sup>ieme</sup> et 9<sup>ieme</sup> étage :  $35 \times 35$ .

**Introduction :**

Les éléments non structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques d'ensemble peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'il ne soit soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

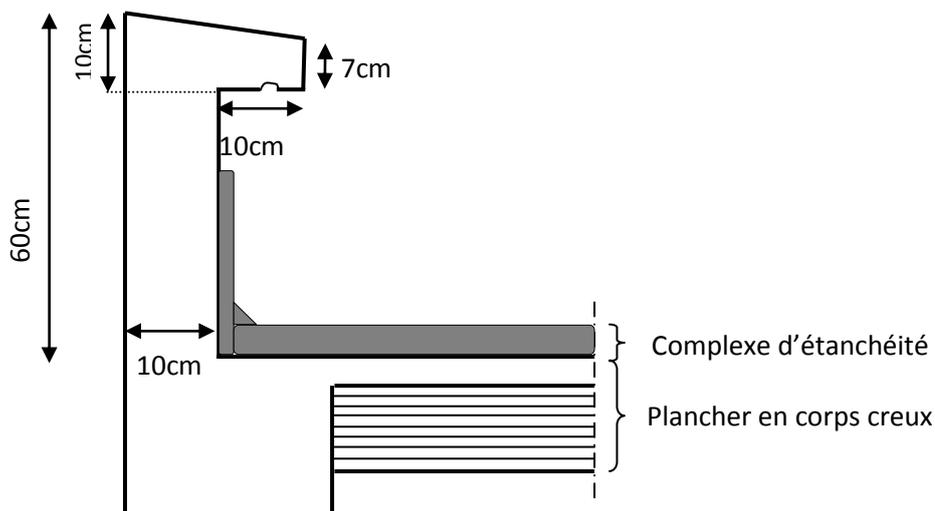
Ce chapitre sera consacré aux calculs des éléments suivants :

- ◆ L'acrotère.
- ◆ Les poutrelles et la table de compression des planchers à corps creux.
- ◆ Les escaliers.
- ◆ Les balcons.
- ◆ porte à faux.
- ◆ L'ascenseur.
- ◆ La poutre palière.

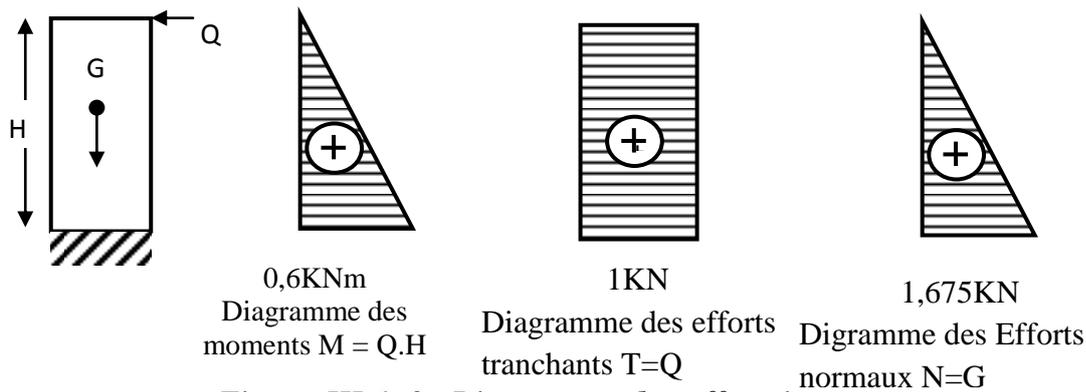
**III-1. Calcul de l'acrotère :**

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

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



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

**III-1-1. Schéma statique de l'Acrotère :****Figure. III-1 -2 : Diagrammes des efforts internes.****III-1-2. Dimensions de l'Acrotère :**

- Largeur = 100 cm.
- Hauteur = 60 cm.
- Epaisseur = 10 cm.

**III-1-3. Les sollicitations :**

Leurs déterminations se font pour une bande de **1m de largeur**.

**III-1-3-1. Inventaire des charges :**◆ **Poids propre « G » :**

$$G = \rho \times S$$

Avec :

- ✚  $\rho$  : masse volumique du béton armé.
- ✚  $S$  : section de l'acrotère.

$$G = 25 \left[ \frac{0,03 \times 0,2}{2} + 0,7 \times 0,2 + 0,1 \times 0,5 \right] = 1.675/\text{ml.}$$

$$G = 1,675 \text{ kN/ml.}$$

◆ **charge d'exploitation « Q » :**

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

**III-1-3-2. Les efforts internes :**❖ **Effort normal dû au poids propre « G » :**

$$N_G = G \times 1\text{m} = 1.675 \text{ KN.}$$

❖ **Effort normal dû à la main courante « Q » :**

$$N_Q = 0 \text{ KN.}$$

➤ **Moment de flexion (renversement) dû au poids propre « G » :**

$$M_G = 0 \text{ kN.m}$$

➤ **Moment de flexion (renversement) dû à la main courante « Q » :**

$$M_Q = Q \times H = 1,00 \times 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ [KN. ml]}$$

✓ **Effort tranchant dû au poids propre « G » :**

$$T_G = 0 \text{ [KN].}$$

✓ **Effort tranchant dû à la main courante « Q » :**

$$T_Q = Q \times 1\text{m} = 1,00 \text{ [KN]}$$

**III-1-4. Combinaisons des efforts (BAEL 91 révisé 99-art A.3.2.2) :****III-1-4-1. A l'état limite ultime :**◆ **Effort normal :**

$$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q = 1,35 \times 1,675 = 2,261 \text{ KN.}$$

◆ **Moment de renversement :**

$$M_u = 1,35 \times M_G + 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.ml.}$$

**III-1-4-2. A l'état limite de service :**◆ **Effort normal :**

$$N_s = N_G + N_Q = 1,675 + 0 = 1,675 \text{ KN.}$$

◆ **Moment de renversement :**

$$M_s = M_G + M_Q = 0 + 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

**III-1-5. Ferrailage :**

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur ( $h=10\text{cm}$ ) et de largeur ( $b=100\text{cm}$ ) soumise à un effort normal  $N$  et un moment de renversement  $M$ .

Rappelons qu'une pièce est soumise à la flexion composée lorsqu'elle reprend :

- ⊕ Soit un effort normal "N" et un moment fléchissant "M" appliqué au centre de gravité du béton seul.
- ⊕ Soit un effort normal "N" excentré ( $e = M/N$ ) par rapport au centre de gravité du béton.  
Le point d'application de "N" est appelé le centre de pression.  
Le calcul se fait en deux étapes, calcul à l'ELU puis la vérification à l'ELS.

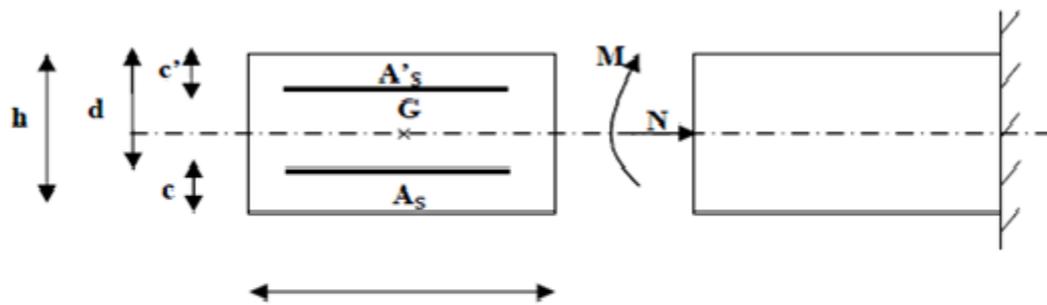
**III-1-5-1. Calcul à l'ELU :****III-1-5-1-1. Calcul de l'excentricité :**

Figure. III-1-3 : Section de l'acrotère soumise à la flexion composée.

On a :

- $h$  : épaisseur de la section.
- $c$  et  $c'$  : la distance entre le centre de gravité des aciers et les fibres extrêmes du béton.
- $M_f$  : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,261} = 0,398 \text{ m} = 39,8 \text{ cm.}$$

Avec :

- $M_u$  : Moment dû à la compression .

$$\frac{h}{2} - c = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m} = 3 \text{ cm} \leq e_u$$

tq : h=10cm

$\left(\frac{h}{2} - c\right) \leq e_u \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section limitée par les armatures, donc notre section est partiellement comprimée (S.P.C).

Dans ce cas la section sera calculée en flexion simple sous un moment fictif  $M_f$ . Puis recalculée la section sous un moment réel en diminuant la portion  $(N_u/f_{su})$  de  $A_f$  due au moment fictif,  $N_u$  est l'effort de compression.

Avec :

Cp: Position du centre de pression.

g: La distance du centre de gravité des armatures tendues jusqu'au centre de pression.

### III-1-5-1-2. Calcul en flexion simple :

◆ Moment fictif  $M_f$  :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0,9 + 2,261 \left(\frac{0,10}{2} - 0,02\right) = 0,968$$

$$M_f = 0,968 \text{ [KN.m]}$$

◆ Moment réduit  $\mu_b$  :

On a :

$$M_f = 0,968 \text{ [KN.m]}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}; f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14,2 \text{ [MPa].}$$

$$\mu_b = \frac{0,968 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,0106 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow S.S.A.$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$ )

$$\mu_b = 0,0106 \Rightarrow \beta = 0,994$$

D'où les armatures nécessaires en flexion simple :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0,968 \times 10^3}{0,994 \times 8 \times (400/1,15)} = 0,350 \text{ [cm}^2\text{].}$$

$$A_f = 0,350 \text{ [cm}^2\text{].}$$

### III-1-5-1-3. Armatures réelles en flexion composée ( $A_s$ ) :

$$A_f = A_{st} + \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,350 - \frac{2,261 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,285 \text{ cm}^2$$

Et  $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2 \rightarrow$  les armatures comprimées ne sont pas nécessaires mais dans la réalité l'acrotère travaille dans les deux sens opposés, supportant les charges extérieurs due a la main courante (échafaudage, échelle des pompiers...etc., et l'action sismique ce qui nous permet de considérer deux nappes d'armatures.

Donc :

$$A_{st} = 0,285 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } A_{st} = 0,285 \text{ cm}^2$$

**III-1-5-2. Vérification :****III-1-5-2-1. Condition de non fragilité (BAEL 91 révisé 99-Art. A-4-2) :**

Les sollicitations provoquant la fissuration du béton de la section supposé non armée et non fissurée doivent entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte à la limite élastique des aciers ( $f_e$ ).

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28} [e_u - 0,455 \times d]}{f_e [e_u - 0,185 \times d]}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1 [39,8 - 0,455 \times 8]}{400 [39,8 - 0,185 \times 8]}$$

$$A_{min} = 0,911 [\text{cm}^2]$$

Nous avons  $A_s < A_{min}$ ..... condition non vérifiée

Donc on adoptera une section  $A_s = A_{min} = 0,911 \text{cm}^2$

Soit :

$A_s = 5\text{HA}6/\text{ml} = 1,413 \text{cm}^2/\text{ml}$ . Comme les aciers HA6 ne sont pas disponible sur le marché on prend :  $A_s = 5\text{HA}8/\text{ml} = 2,51 \text{cm}^2/\text{ml}$  Avec un espacement  $St = 20\text{cm}$ .

◆ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,628 [\text{cm}^2]$$

Soit :  $A_r = 5\text{HA}8/\text{ml}$  avec un espacement  $St = 20\text{cm}$ .

**III-1-5-2-2. Vérification des espacements :**

Lorsque la fissuration est préjudiciable, l'écartement maximal des armatures d'une nappe est donné par l'article (BAEL 91 révisé 99-Art. 4.5.3).

Soit :

$$St \leq \min\{2h ; 25\text{cm}\}$$

On a :

$$20\text{cm} \leq \min\{20\text{cm}, 25\text{cm}\} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**III-1-5-2-3. Vérification au cisaillement (BAEL 91 révisé 99-Art. 5.1.1) :**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

✱  $V_u$  : Effort tranchant à l'ELU avec :  $V_u = 1,5 \times T_q = 1,5 \times 1 = 1,5 [\text{KN}]$

✱  $b$  : Largeur de la bande considérée.

✱  $d$  : Hauteur utile de la section.

$$\tau_u = \frac{1,5}{1 \times 0,08} = 18,75 \text{KN/m}^2 = 0,0187 \text{MPa.}$$

Comme la fissuration est préjudiciable le BAEL impose :

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u \leq \min\{2,5 ; 4\}$$

$\tau_u = 0,0187 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa}$ ..... condition vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires (pas de risque de cisaillement).

**III-1-5-2-4. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL99/art.6.1.1.3) :**

Le béton armé est une structure composite acier et béton qui travaillent ensemble et au même temps, donc il est nécessaire de connaître aussi le comportement de l'interface entre les deux matériaux.

Pour cela le **BAEL (A-6-2-3)** exige que :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Avec : 
$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

$\sum u_i$  : Somme des périmètres ultimes des barres.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3,14 \times 0,8 = 12,56 \text{ [cm].}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 0,08 \times 12,56 \times 10^4} = 0,166 \text{ [MPa].}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ [MPa].}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 0,166 \leq \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ [MPa]} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée .}$$

**III-1-5-2-5. Ancrage des barres (BAEL 91 révisé 99-Art.6.1.2) :**

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « $L_s$ ».

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} ; \tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ [MPa].}$$

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,219 \text{ cm .}$$

Soit :

$$L_s = 30 \text{ cm.}$$

**III-1-5-2-6. Vérification des contraintes à l'ELS :**

L'acrotère étant exposé aux intempéries. La fissuration est considérée comme préjudiciable, On doit vérifier les conditions suivantes :

**a) Vérification des contraintes de compression dans le béton (BAEL 91 révisé 99-Art.4.5.2) :**

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ [MPa].}$$

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

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,253 \Rightarrow \beta_1 = 0,920.$$

$$\Rightarrow \alpha = 3(1 - \beta) = 3(1 - 0,920) = 0,24$$

$$\Rightarrow K = \frac{\alpha}{15(1 - \alpha)} = \frac{0,24}{15(1 - 0,24)} = 0,021$$

$$\sigma_s = \frac{600}{0,920 \times 8 \times 2,01} = 40,55 \text{ [MPa].}$$

$$\overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ [MPa].}$$

$$\sigma_b = K \times \sigma_s = 0,021 \times 40,55 = 0,85 \text{ [MPa].}$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{t28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ condition vérifiée.}$$

**b) Vérification de la contrainte d'ouvertures des fissures dans l'acier [Art. A .4. 5. 23]:**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\}.$$

Avec :  $\eta = 1,6$  : coefficient de fissuration (barres à haute adhérence)

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \{ 266,6 ; 201,63 \}.$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ [MPa]}.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = 40,55 \text{ [MPa]}.$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

**III-1-5-2-7. Vérification au séisme :**

Selon (RPA99/Vers 2003), la force horizontale agissant sur l'acrotère est calculée suivant la formule

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

Avec :

A : Coefficient de l'accélération de la zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA en fonction de la zone et du groupe d'usage.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Tizi - Ouzou Zone IIa} \\ \text{Groupe d'usage 02} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,15$$

$C_p$  : Facteur de forces horizontales pour les éléments secondaires variant entre 0,3 et 0,8 (Tableau 6- 1.RPA modifier 2003)

Pour notre cas  $C_p=0,3$

$W_p$  : Poids de l'élément considéré

$$W_p = G = 1,675 \text{ KN/ml}$$

D'où :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,3 \times 1,675 = 0,302 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 0,302 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**Remarque :**

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, on refait les calculs avec la force  $F_p$ .

**III-1-5-2-8. Vérification de la section au flambement :****⊕ Calcul de l'élanement :**

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

Avec :

- $\lambda$  : Élanement de l'élément.
- $L_f$  : Longueur de flambement.
- $i$  : Rayon de giration.
- $I$  : Moment d'inertie de la section.
- $A$  : Surface de la section de l'élément.

$$A = 0,1 \times 1 = 0,1 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1 \times 0,1^3}{12} = 8,33 \times 10^{-5} \text{ [m}^4\text{]}.$$

$$L_f = 2 \times H = 2 \times 10 = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$$

**Remarque:**

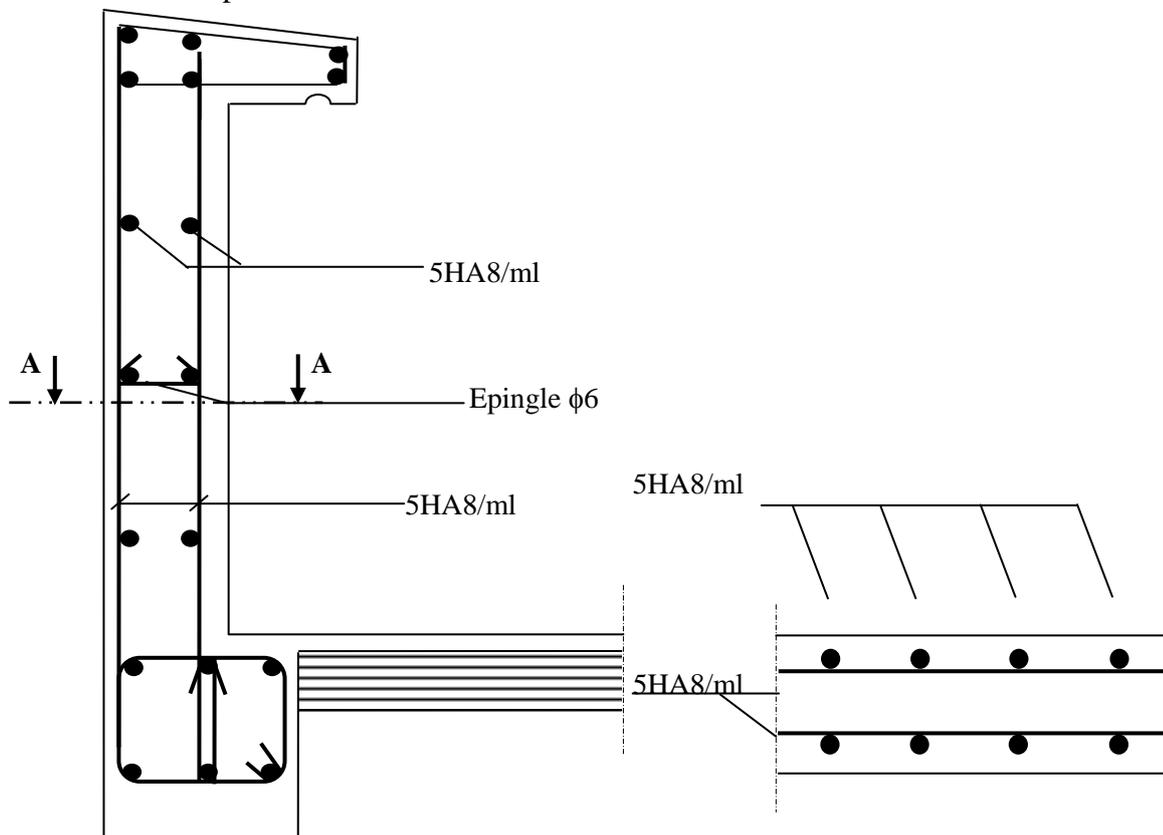
Dans notre cas la vérification par rapport au flambement n'est pas nécessaire puisque la hauteur de notre acrotère ne dépasse pas **60cm**.

**III-1-6.Conclusion :**

Suite à toutes les vérifications précédentes, on adoptera le ferrailage suivant :

- ◆ 02 nappes d'armatures
- ◆ 5HA8/ml = 2,51cm<sup>2</sup>/ml comme armatures principales pour chaque nappe.
- ◆ 5HA8/ml = 2,51cm<sup>2</sup>/ml comme armatures de répartition pour chaque nappe.

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



*Figure. III-1-4 : Plan de Ferrailage de l'acrotère.*

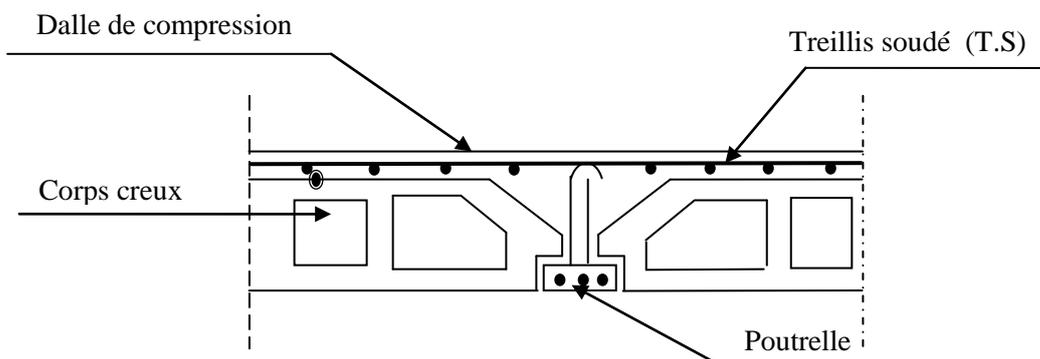
### III-2. Plancher en corps creux :

#### III-2-1. Introduction :

Le bâtiment dispose d'un seul type de plancher ; à savoir le plancher en corps creux avec une dalle de compression (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées suivant la petite portée. Des dalles pleines seront prévues pour les balcons et plancher porteur de l'appareil de levage.

Les poutrelles sont d'une section en T, distantes de 65 cm entre axes. Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu ayant un rôle d'isolation phonique et de rigidité pour le plancher, sa dimension est de 16 cm.

Le calcul sera fait pour les poutrelles **avant** et **après** coulage de la dalle de compression.



*Figure III-2-1 : Coupe transversale dans un plancher en corps creux.*

#### III-2-2. Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est armée d'un treillis soudé de type TLE250, avec une limite d'élasticité  $f_e=520\text{MPa}$  afin de :

- Limiter les risques de fissuration par retrait, qui sont eux même aggravés par l'utilisation de ciments à fort retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Réaliser un effet de répartition, entre nervures voisines, des charges localisées notamment de celles correspondant aux cloisons.

Le treillis soudé à utiliser doit avoir des mailles de dimensions au plus égales aux valeurs indiquées par l'article (**B.6.8, 423**) du **B.A.E.L** qui sont de :

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

#### ❖ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$l$  : Distance entre axes des poutrelles.

$$50\text{cm} < l < 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous adoptons : **5T4 = 0,63 [cm<sup>2</sup>/ml]** ; avec un espacement : **S<sub>t</sub> = 20[cm]**.

❖ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315\text{cm}$$

Nous adoptons : **4T4 = 0,50cm<sup>2</sup>/ml**

Avec un espacement : **S<sub>t</sub> = 25cm.**

**Conclusion :** Pour le ferrailage de la dalle de compression, nous adopterons un treillis soudé (TLE250) de maille (200x250 mm<sup>2</sup>).

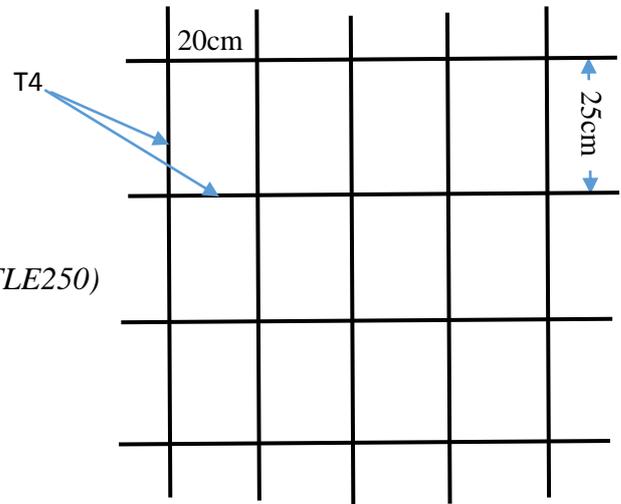


Figure III-2-2 : Treillis soudé

**III-2-2-1. Calcul des poutrelles avant coulage de la dalle de compression :**

Les poutrelles sont considérées uniformément chargées et seront calculées en deux étapes :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0,95 KN/m<sup>2</sup> et la surcharge de l'ouvrier estimé à 100KG.

On a : les chargements suivants

-Poids propre :

$$G_1 = (0,04 \times 0,12) \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml.}$$

-Poids du corps creux :

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

-Surcharge de l'ouvrier :

$$Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

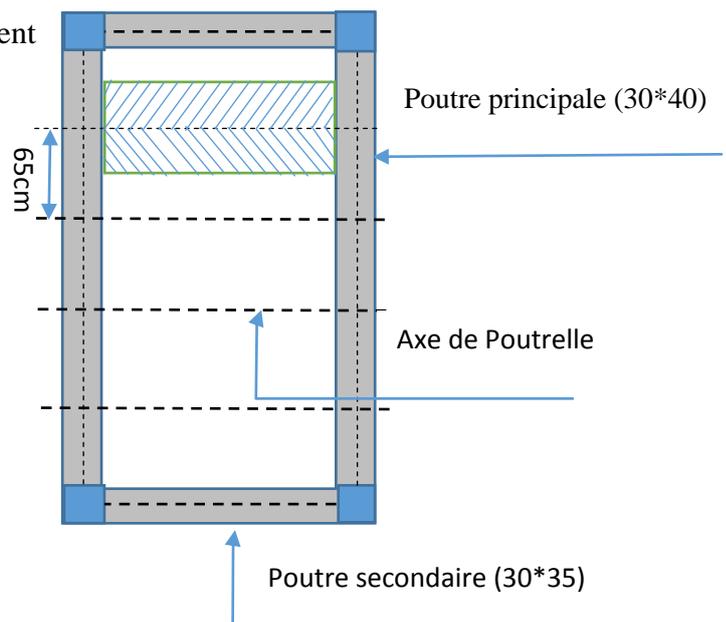


Figure III-2-3: Surface revenant aux poutrelles

❖ **Ferrailage à l'ELU :**

La combinaison de charges à considérer est :

$$qu = 1,35G + 1,5Q \quad \text{avec : } G = G_1 + G_2$$

$$qu = 1,35 \times (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1$$

$$qu = 2,50 \text{ KN/ml.}$$

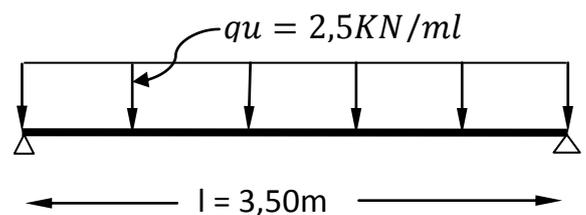


Schéma statique de la poutrelle et son chargement avant coulage de la dalle de compression

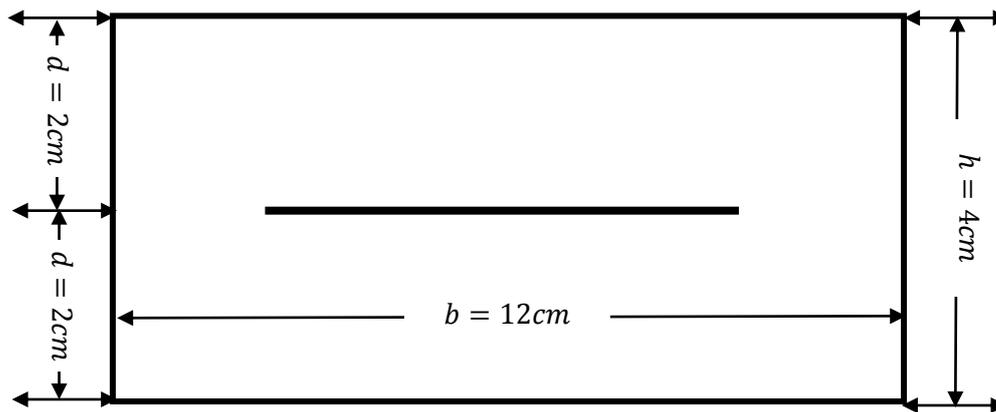


Figure .III-2-4 : Coupe transversale de la nervure

**-Moment max en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.5^2}{8} = 3.83 \text{ KN.m}$$

**-Effort tranchant max :**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.5}{2} = 4.375 \text{ KN}$$

**-calcul de la section d'armature :**

Soit : l'enrobage  $c=2\text{cm}$ , la hauteur  $d= h - c$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.83 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 5,62 > \mu_1 = 0.392 \text{ la section est doublement armée (SDA)}$$

**REMARQUE :**

Vu les faibles dimensions de la section de la poutrelle ( $12 \times 4 \text{cm}^2$ ), il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, donc on doit prévoir un étayage (trois étais intermédiaires par travée) pour soulager à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées ne soient pas nécessaires.

**III-2-2-2. Calcul des poutrelles après coulage de la dalle de compression :**

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle est calculée comme une poutre continue, de section en T, avec une inertie constante reposant sur des appuis. Les appuis de rives sont considérés comme des encastres partiels et les autres comme appuis simples. la poutrelle travaillent en flexion simple sous la charge «  $q_u$  » uniformément répartie. A ce stade la poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant aux plancher.

- **Largeur de la table de compression « b » :**

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b_1 = \min \left\{ \frac{l}{10}; \frac{l_1 - b_0}{2} \right\} \text{ avec } 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0$$

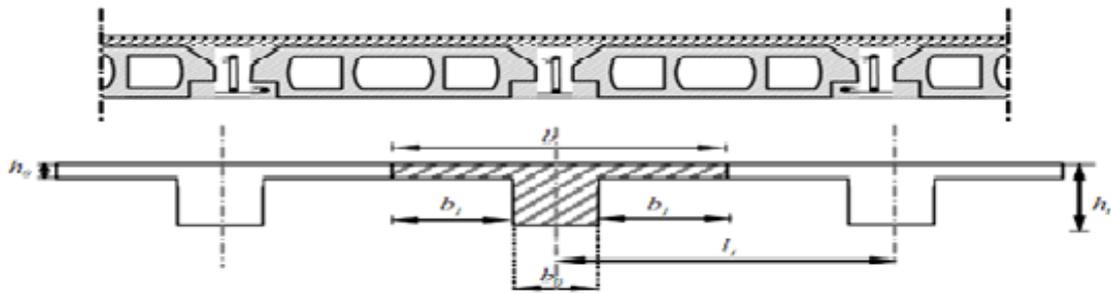


Figure III-9 : Schéma de la table de compression

avec :

- ✚ la hauteur de la poutrelle est de .....  $h_t = 20\text{cm}$
- ✚ la hauteur de la dalle de compression .....  $h_0 = 4\text{cm}$
- ✚ la longueur libre entre axes des poutrelles .....  $l_1 = 65\text{cm}$
- ✚ la longueur libre entre nœuds d'appuis .....  $l = 350\text{cm}$ .

$$\text{Un plancher à corps creux} \Rightarrow h_t = 20 \text{ [cm]} \begin{cases} 16 \text{ cm} \\ 04 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{donc on a des poutrelles de} \Rightarrow \begin{cases} h_t = 20 \text{ [cm]} \\ b_0 = 12 \text{ [cm]} \\ h_0 = 04 \text{ [cm]} \end{cases}$$

**Détermination de la largeur ‘b’ (BAEL91/Art A.4.1,4) :**

Choix de  $b_1$  : le calcul de la largeur ‘b’ se fait à partir des conditions suivantes :

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{l_1 - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{l}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq \frac{65 - 12}{2} = 26.5 \text{ [cm]} \\ b_1 \leq \frac{350}{10} = 35 \text{ [cm]} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \end{cases}$$

Soit :  $b_1 = 26.5\text{cm}$

Pour avoir :  $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65\text{cm}$ .

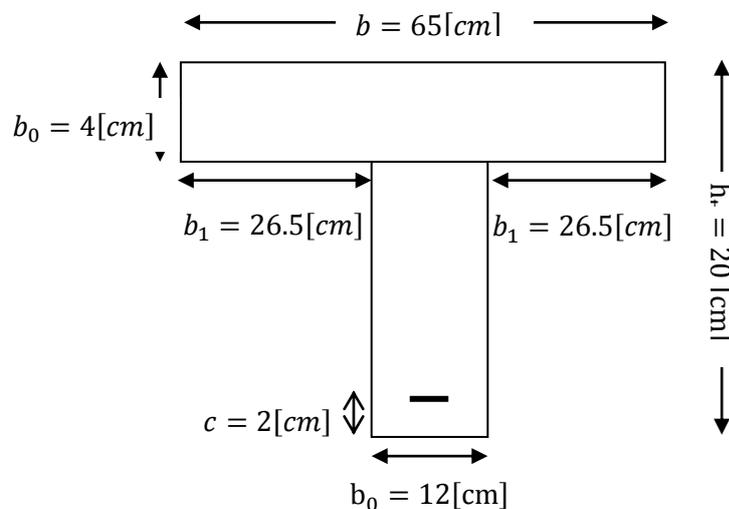


Figure. III-2-6: Coupe transversale de la poutrelle

**A. Chargement :**

-poids propre du plancher d'étage courant :  $G_1' = 5,5 \times 0,65 = 3,575$  [KN/ml]

-poids propre de la poutrelle :  $G_1 = 0,12$  [KN/ml]

$$G = G_1' + G_1 = 3,575 + 0,12 = 3,695$$
 [KN/ml]

Surcharge d'exploitation usage d'habitation :  $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975$  [KN/ml].

Donc nous allons faire le calcul des poutrelles pour le plancher à usage d'habitation.

**B. Plancher à usage d'habitation:****1. Combinaison d'action :**

☞ **A L'ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,695 + 1,5 \times 0,975 = 6,45$$
 [KN/ml].

☞ **A L'ELS :**

$$P_s = G + Q = 3,695 + 0,975 = 4,67$$
 [KN/ml]

**2. Choix de la Méthode de calcul :**

La détermination des efforts internes est menée à l'aide des méthodes usuelles tel que :

\*Méthode forfaitaire.

\*Méthode de Caquot.

\*Méthode de trois moments

L'application de la méthode forfaitaire de calcul implique que les conditions suivantes soient réunies (**BAEL 91 modifier 99-A 6, 2,210**)

**Hypothèses :**

- 1) la valeur de la surcharge respecte la condition suivantes :  $q \leq \max(2G ; 5KN / m^2)$
- 2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- 3) Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
- 4) la fissuration est non préjudiciable.

- **Poids propre de plancher :**

$$g = G \times 0,65 = 5,5 \times 0,65 = 3,575$$
 KN/ml.

- **Surcharge d'exploitation du plancher :**

$$q = Q \times 0,65 = 2,5 \times 0,65 = 1,625$$
 KN/ml

\*  $q = 1,625 \leq \max(2 \times 3,575 ; 5 \times 0,65)$  ... .. (hyp 01 vérifiée).

\* les moments d'inertie sont identiques sur toutes les travées ... .. (hyp 02 vérifiée).

\* Le rapport  $(L_i/L_{i+1}) = 3,50/3,50 = 1$  ... .. (hyp 03 vérifiée).

**Conclusion :**

Les hypothèses sont **vérifiées** donc la **méthode forfaitaire est applicable** pour notre calcul.

**3. Calcul à l'ELU :**

✚ **Principe de la méthode :(Art : B.6.2 ,211)**

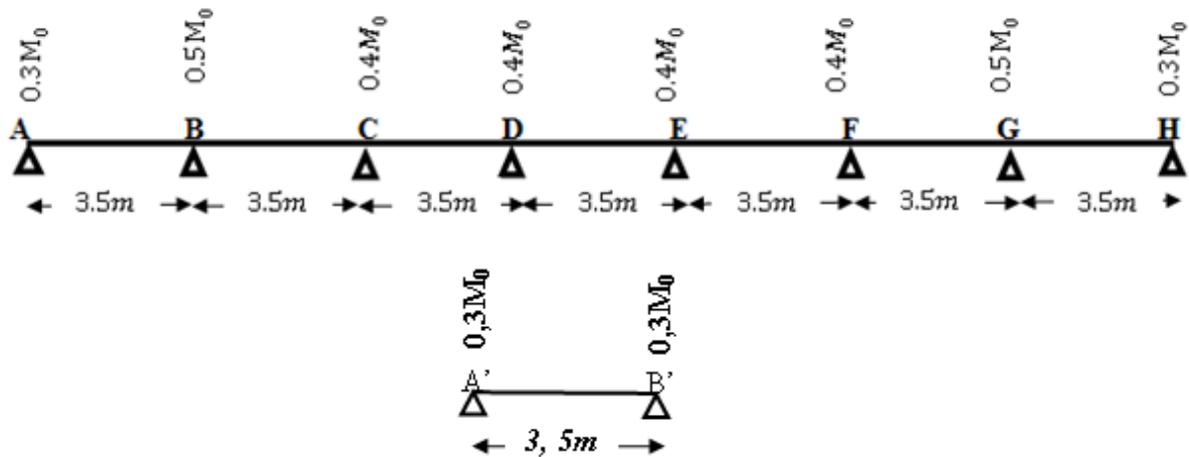
La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions, fixées forfaitairement, de la valeur maximale du moment fléchissant  $M_0$ .

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.



✚ Calcul des efforts internes :

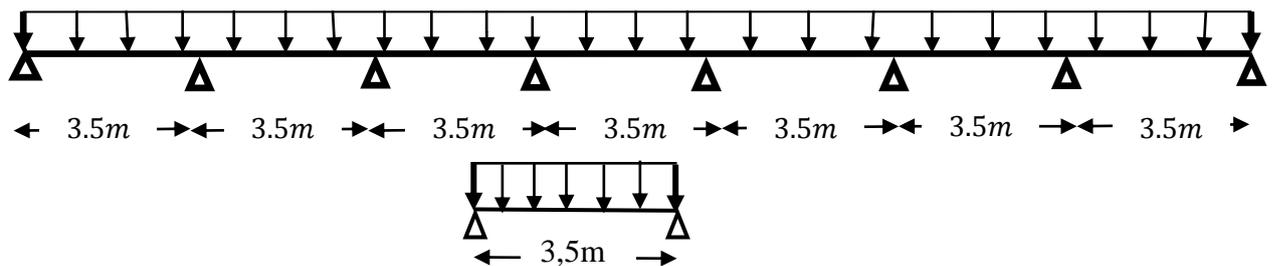


Figure III-2-7 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur sept appuis.

➤ Calcul de rapport des charges :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{3,25}{3,695 + 3,25} = 0,271$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,081$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,541 \quad ; \quad \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,641$$

➤ Calcul des moments fléchissant :

• Calcul des moments isostatiques :

Ils sont donnés par la formule suivante :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

▪ Pour tous les travées :  $M_0 = \frac{6,45 \times 3,5^2}{8} = 9,88 \text{ [KN.m]}$

Sur 8 appuis

• Calcul des moments aux appuis :

✚  $M_A = M_H = 0,3 \times M_0 = 0,3 \times 9,88 = 2,96 \text{ [KN.m]}$

$$M_B = M_G = 0,5 \times M_0 = 0,5 \times 9,88 = 4,94 \text{ [KN.m]}$$

$$M_C = M_D = M_E = M_F = 0,4 \times M_0 = 0,4 \times 9,88 = 3,95 \text{ [KN.m]}$$

- **Calcul des moments en travée :**

Soit :

$M_0$ : La valeur maximale du moment isostatique.

$M_t$ : Le moment maximal en travée considéré.

$M_w$  et  $M_e$ : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite de la travée considéré

Il doit vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq \max[1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 : \text{ dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 : \text{ dans le cas d'une travée de rive.}$$

- **Etude des travées de rives (A-B), (F-G) :**

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 = 0,641 \times 9,88 = 6,33 \text{ [KN.m]}$$

$$M_t \geq [(1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_{aA} + M_{aB}}{2} = [1,08 \times 9,88] - \frac{2,96 + 4,94}{2} = 6,71 \text{ [KN.m]}$$

$$\text{On prend } M_t = 6,71 \text{ [KN.m]}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 = 0,641 \times 9,88 = 6,33 \text{ [KN.m]}$$

$$M_t \geq [(1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_F + M_G}{2} = [1,08 \times 9,88] - \frac{4,94 + 2,56}{2} = 6,71 \text{ [KN.m]}$$

$$\text{On prend } M_t = 6,71 \text{ [KN.m]}$$

- **Etude de la travée intermédiaire (B-C) :**

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 = 0,541 \times 9,88 = 5,35 \text{ [KN.m]}$$

$$M_t \geq [(1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_{aA} + M_{aB}}{2} = [1,08 \times 9,88] - \frac{4,95 + 3,94}{2} = 6,23 \text{ [KN.m]}$$

$$\text{On prend } M_t = 6,23 \text{ [KN.m]}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 = 0,541 \times 9,88 = 5,35 \text{ [KN.m]}$$

$$M_t \geq [(1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_{aA} + M_{aB}}{2} = [1,08 \times 9,88] - \frac{3,94 + 3,94}{2} = 6,73 \text{ [KN.m]}$$

$$\text{On prend } M_t = 6,73 \text{ [KN.m]}$$

### Sur deux appuis:

- **Calcul des moments aux appuis :**

$$M_A = M_H = 0,3 \times M_0 = 0,3 \times 9,88 = 2,96 \text{ [KN.m]}$$

### Calcul des moments en travée :

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 = 0,641 \times 9,88 = 6,33 \text{ [KN.m]}$$

$$M_t \geq [(1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_{aA} + M_{aB}}{2} = [1,08 \times 9,88] - \frac{2,96 + 2,96}{2} = 7,71 \text{ [KN.m]}$$

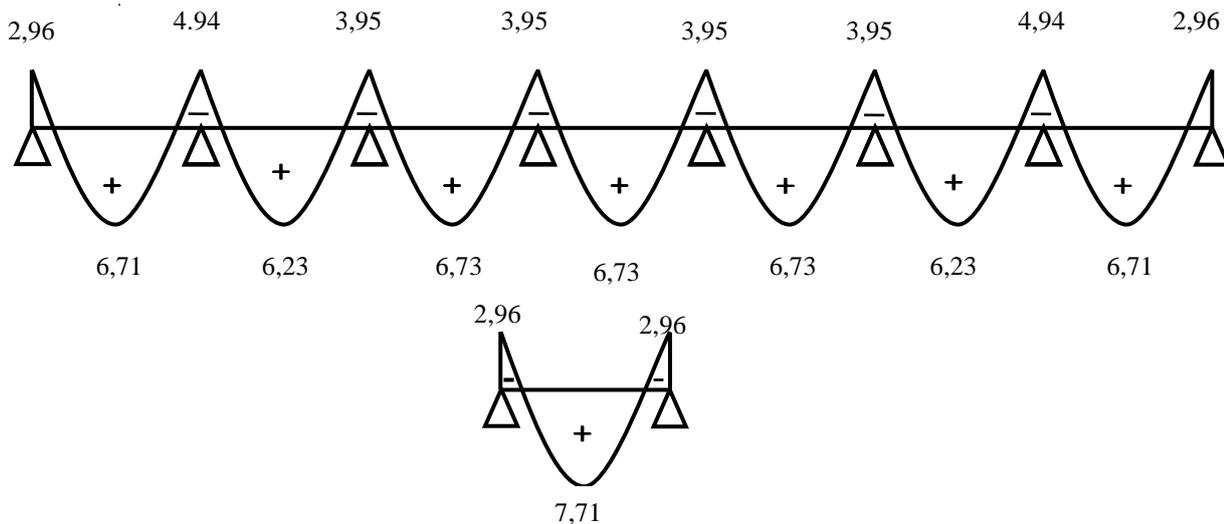


Figure. III-2-8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

Soit :  $v$  : l'effort tranchant en KN

$L$  : la portée de la travée en mètre

$\theta_x$  : Effort tranchant dans la section d'abscisse  $x$  pour la poutre reposant sur appuis simples

$$\text{avec } \theta_x = \frac{q_u \times l}{2}$$

$$V_W = \frac{M_e - M_w}{L} + \frac{q_u \times L}{2}; V_e = \frac{M_e - M_w}{L} - \frac{q_u \times L}{2}$$

• **Etude de la travée (A-B) :**

$$V_W = \frac{(-4,94) - (-2,96)}{3,50} + \frac{6,45 \times 3,50}{2} = 10,72[\text{KN}]$$

$$V_e = \frac{(-4,94) - (-2,96)}{3,50} - \frac{6,45 \times 3,50}{2} = -11,85[\text{KN}]$$

• **Etude de la travée (B-C) :**

$$V_W = \frac{(-3,95) - (-4,94)}{3,50} + \frac{6,45 \times 3,50}{2} = 11,58[\text{KN}]$$

$$V_e = \frac{(-3,95) - (-4,94)}{3,50} - \frac{6,45 \times 3,50}{2} = -11,00[\text{KN}]$$

• **Etude de la travée (C-D) ;(D-E) ;(E-F) :**

$$V_W = \frac{(-3,95) - (-3,95)}{3,50} + \frac{6,45 \times 3,50}{2} = 11,29[\text{KN}]$$

$$V_e = \frac{(-3,95) - (-3,95)}{3,50} - \frac{9,86 \times 3,50}{2} = -11,29[\text{KN}]$$

• **Etude de la travée (F-G) :**

$$V_W = \frac{(-4,94) - (-3,95)}{3,50} + \frac{6,45 \times 3,50}{2} = 11,00 [\text{KN}]$$

$$V_e = \frac{(-4,94) - (-3,95)}{3,50} - \frac{6,45 \times 3,50}{2} = -11,57 [\text{KN}]$$

- **Etude de la travée (G-H) :**

$$V_W = \frac{(-2,96) - (-4,94)}{3,50} + \frac{6,45 \times 3,50}{2} = 11,85 \text{ [KN]}$$

$$V_e = \frac{(-2,96) - (-4,94)}{3,50} - \frac{6,45 \times 3,50}{2} = -10,72 \text{ [KN]}$$

- **Etude de la travée (A'-B'):**

$$V_W = \frac{(-2,96) - (-2,96)}{3,50} + \frac{6,45 \times 3,50}{2} = 11,28 \text{ [KN]}$$

$$V_e = \frac{(-2,96) - (-2,96)}{3,50} - \frac{6,45 \times 3,50}{2} = -11,28 \text{ [KN]}$$

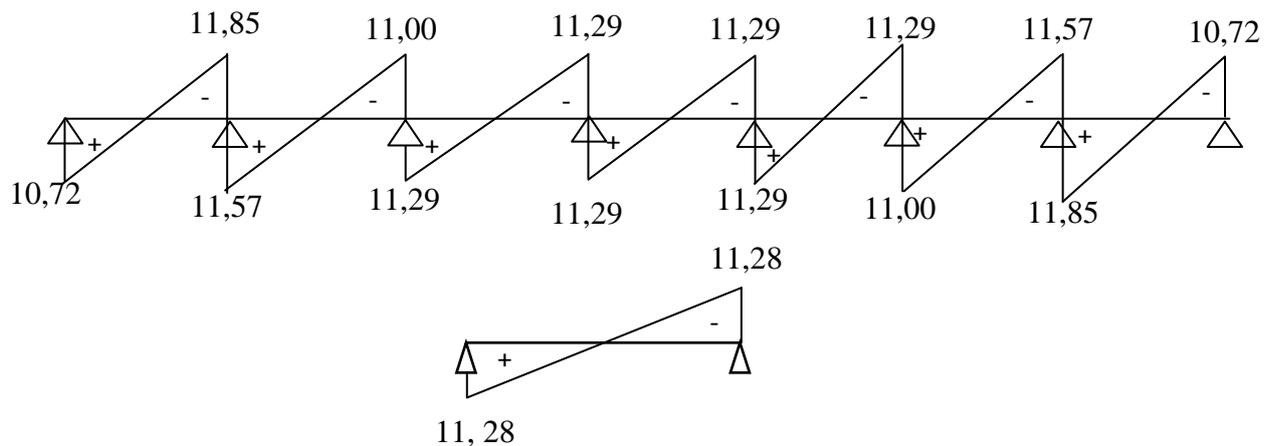


Figure III-2-9 : Diagramme des efforts tranchants à

#### 4. Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage sera calculé à l'E.L.U avec les moments max en travée et sur appuis.

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques sont les suivants :

$b=65\text{cm}$ ;  $b_0=12\text{cm}$ ;  $h = 20\text{cm}$ ;  $h_0=4\text{cm}$ ;  $d = 18\text{cm}$ .

- **En travée :**

$$M_t^{max} = 7,71 \text{ [KN. m].}$$

Le moment équilibré par la table de compression est :

$$M_{table} = f_{bc} \times b \times h_0 (d - 0,5 h_0) = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 [0,18 - (0,5 \times 0,04)] = 59,07 \text{ [KN. m].}$$

$M_{table} \gg M_t^{max} \Rightarrow$  l'axe neutre tombe dans la table de compression.

On aura à calculer une section rectangulaire (20x65).

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7,71 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,025 \leq \mu_1 = 0,392 \dots \text{ La section est simplement armée.}$$

$$\mu = 0,025 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,987$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7,71 \times 10^3}{0,987 \times 18 \times 384} = 1,13$$

Soit:  $A_t = 3HA8 = 1,50 \text{ [cm}^2\text{]}$

- **Aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 4,94 \text{ [KN.m]}$$

La table se trouvant dans la partie tendue, donc nous avons à considérer une section rectangulaire de  $(12 \times 20) \text{ cm}^2$ . avec : la largeur  $b_0 = 12 \text{ cm}$  et la hauteur  $h = 20 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4,94 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,023 \leq \mu_1 = 0,392 \dots \text{ La section est simplement armée.}$$

$$\mu = 0,017 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,9915$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{4,94 \times 10^3}{0,9915 \times 18 \times 384} = 0,80$$

Soit :  $A_a = 2HA8 = 1,00 \text{ cm}^2$

- **Calcul des armatures transversales (B.A.E.L 91 article : A.7.2, 2) :**

Le diamètre des armatures d'âme d'une poutrelle est donnée par :

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

$\phi_1$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

$$\phi_t = \min \left( \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 0,8 \right) = 0,57 \text{ [cm]}$$

Nous adopterons  $A_t = 2HA8 = 1,00 \text{ [cm}^2\text{]}$ .

- **Calcul des espacements (B.A.E.L 91 article : A.5.1.22) :**

$$St = \min (0,9d, 40\text{cm}) = 16,2 \text{ [cm]}.$$

Soit:  $St = 15 \text{ [cm]}$ .

### **5. Vérification à l'ELU:**

- ❖ **Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91 art A 4.2.1):**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ [cm}^2\text{]}$$

- **En travée :**  $A_t = \text{[cm}^2\text{]} > 0,26 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$
- **Aux appuis :**  $A_a = \text{[cm}^2\text{]} > 0,26 \text{ [cm}^2\text{]} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

- ❖ **Vérification au cisaillement**

$$V_{\max} = 11,85 \text{ [KN]}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{11,85 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,55 \text{ [MPa]}$$

Fissuration non préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right); \text{ (BAEL 91 Art 5.1, 2.1.1)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2 \times 25}{1; 15}; 5 \text{ [MPa]} \right) = \min \{4,347; 5\}$$

$\tau_u = 0,55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4,347 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

❖ **Influence de l'effort tranchant sur le béton (BAEL91/ Art 5.1, 3):**

On doit vérifier que :  $V_{max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0$

Avec :  $V_{max} = 11,85 [KN]$ ;  $a = 0,9 \times d$

$$11,85[KN] \leq 0,4 \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 180 \times 120 = 129,6[KN] \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de l'adhérence (BAEL91/ Art 6.1, 3):**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 [MPa]$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité :

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0,9d \sum U_i}$$

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

Avec :  $\sum u_i = n \times \pi \times \varphi = 3 \times 3,14 \times 8 = 75,36[mm]$

$n$ : nombre des barres transversales utilisées.

$$\tau_{se} = \frac{11,85 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 75,36} = 0,97[MPa].$$

$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

❖ **Calcul des ancrages (BAEL91/ Art 6.1, 2):**

$$\tau_s = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\Psi_s = 1,5 \text{ (HA)}$$

$$\tau_s = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 [MPa]$$

La longueur de scellement droit d'après les règles **BAEL91**.

$$L_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22[cm]$$

Forfaitairement :  $L_s = 40 = 40 \times 0,8 = 32[cm]$

Les règles de **BAEL 91 (A.6.1.21)** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à  $0,4 L_s$  pour les aciers H.A.

Donc :

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 32 = 12,8 cm.$$

Les règles de **BAEL 91 (article. A.6.1.2)**, admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne termine par un crochet normale est assure lorsque la longueur de la portée ancrée mesuré hors Crochets est au moins égale à  $0,4 L_s$  pour les aciers à HA.

$$L_a = 0,4 L_s = 0,4 \times 40 = 16$$

On prend :  $L_a = 17 cm$

$L_a$  : Longueur hors crochets normaux adoptés.

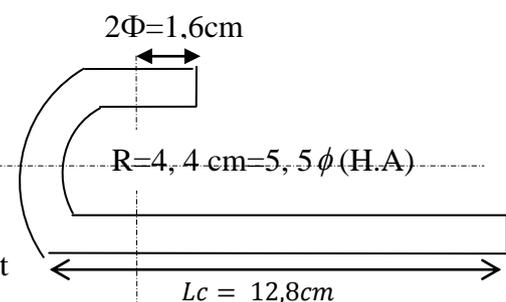


Figure III-2-10 : Définition de l'ancrage normal.

**6. Calcul à l'ELS :****❖ Moment de flexion à l'E.L.S (BAEL 91 ; modifié 99)**

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient  $\frac{q_s}{q_u}$  =

$$\begin{cases} qu = 1.35 G + 1.5 Q = 6,45 \text{ [KN / ml]} \\ qs = G + Q = 4,67 \text{ [KN / ml]} \end{cases} \Rightarrow \frac{q_s}{q_u} = 0,72$$

**• Calcul des moments aux appuis :**

$$M_A = M_{A'} = M_{B'} = M_H = 2,96 \times 0,72 = 2,13 \text{ [KN.m]}$$

$$M_B = M_G = 4,94 \times 0,72 = 3,56 \text{ [KN.m]}$$

$$M_C = M_D = M_E = M_F = 3,95 \times 0,72 = 2,84 \text{ [KN.m]}$$

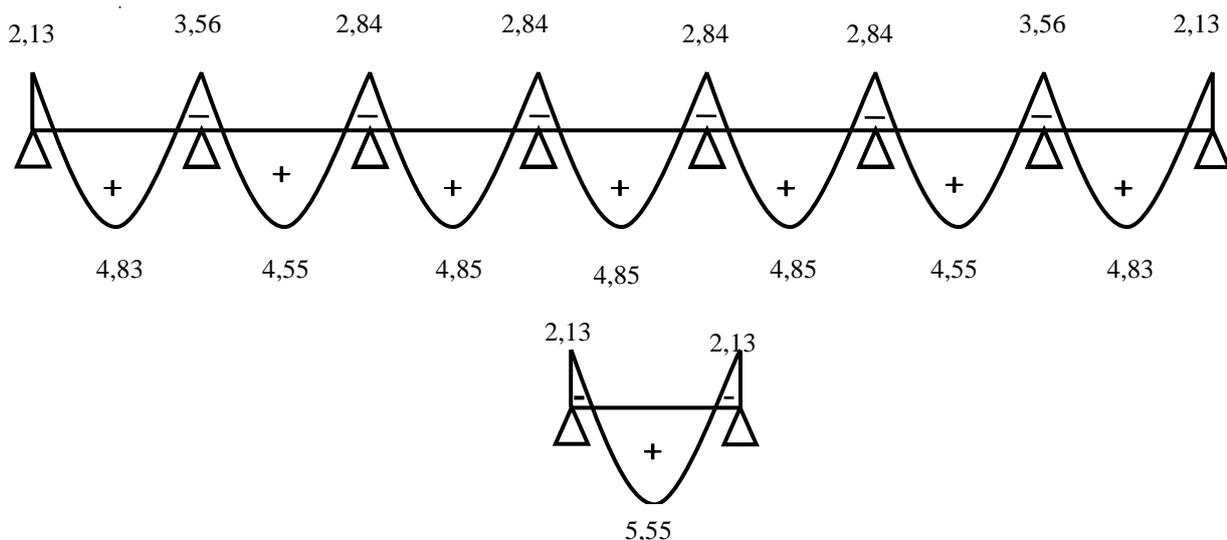
**• Les moments en travée :**

$$M_{t_{AB}} = M_{t_{GH}} = 6,71 \times 0,72 = 4,83 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{t_{BC}} = M_{t_{FG}} = 6,23 \times 0,72 = 4,55 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{t_{CD}} = M_{t_{DE}} = M_{t_{EF}} = 6,73 \times 0,72 = 4,85 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{t_{A'B'}} = 7,71 \times 0,72 = 5,55 \text{ [KN.m]}$$



**Figure. III-2-12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS**

**❖ Effort tranchant à l'ELS :****○ Travée A – B**

$$V_A = 10,72 \times 0,72 = 7,72 \text{ [KN]}$$

$$V_B = -11,85 \times 0,72 = -8,53 \text{ [KN]}$$

**○ Travée B – C**

$$V_B = 11,57 \times 0,72 = 8,33 \text{ [KN]}$$

$$V_C = -11,00 \times 0,72 = -7,92 \text{ [KN]}$$

**○ Travée C – D**

$$V_C = 11,29 \times 0,72 = 8,13 \text{ [KN]}$$

$$V_D = -11,29 \times 0,72 = -8,13 \text{ [KN]}$$

## ○ Travée D – E

$$V_D = 11,29 \times 0,72 = 8,13 \text{ [KN]}$$

$$V_E = -11,29 \times 0,72 = -8,13 \text{ [KN]}$$

## ○ Travée E – F

$$V_E = 11,29 \times 0,72 = 8,13 \text{ [KN]}$$

$$V_F = -11,29 \times 0,72 = -8,13 \text{ [KN]}$$

## ○ Travée F – G

$$V_F = 11,00 \times 0,72 = 7,92 \text{ [KN]}$$

$$V_G = -11,57 \times 0,72 = -8,33 \text{ [KN]}$$

## ○ Travée G – H

$$V_G = 11,85 \times 0,72 = 8,53 \text{ [KN]}$$

$$V_H = -10,72 \times 0,72 = -7,72 \text{ [KN]}$$

## ○ Travée A' – B'

$$V_{A'} = 11,28 \times 0,72 = 8,12 \text{ [KN]}$$

$$V_{B'} = -11,28 \times 0,72 = -8,12 \text{ [KN]}$$

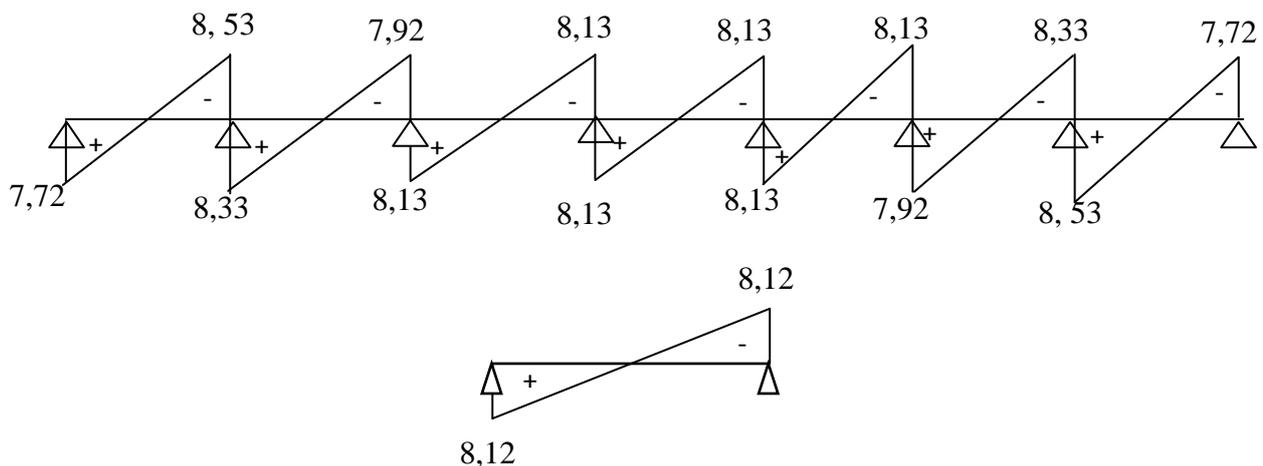


Figure III-2-13 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

**7. Vérification à L'ELS :**❖ **Vérification de la résistance à la compression du béton :**✓ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,00}{12 \times 18} = 0,46 \quad \left( \beta_1 = 0,897 ; K_1 = 33,54 ; K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{33,54} = 0,30 \right).$$

✓ **La contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_s = \frac{M_a^{max}}{\beta_1 \times d \times A}$$

Avec:  $M_a^{max} = 3,56 \text{ [KN.m]}$ 

$$\sigma_s = \frac{3,56 \times 10^3}{0,897 \times 18 \times 1,00} = 220,49 \text{ [MPa]}.$$

$$\sigma_s = 220,49 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **La contrainte dans le béton :**

La fissuration est peut nuisible donc elle doit satisfaire la condition suivante :

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

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{220,49}{33,54} = 6,57 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = 6,57 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

✓ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,51}{12 \times 18} = 0,699 \Rightarrow \left( \beta_1 = 0,879 ; K_1 = 26,32 ; K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{26,32} = 0,038 \right).$$

✓ **La contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 \times d \times A}$$

Avec:  $M_t^{max} = 5,55 \text{ [KN.m]}$

$$\sigma_s = \frac{5,55 \times 10^3}{0,879 \times 18 \times 1,51} = 232,30 \text{ [MPa]}$$

✓ **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{232,30}{26,32} = 8,83 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = 8,83 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{section vérifiée vis – à – vis de la compression.}$$

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.

❖ **. Vérification de la flèche :**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles de **BAEL (art B.6.5.2)** précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de Procéder à la vérification de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$3) \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{F_e}$$

Avec :

$h$  : hauteur totale de la section.

$L$  : longueur de la travée entre nœud d'appuis.

$M_t$  : moment fléchissant maximum de la travée supposé indépendante et reposant sur deux appuis libre.

$b_0$  : largeur de nervure.

$M_t$  : moment fléchissant maximum en travée

$d$  : hauteur utile de la section droite.

$$1) \frac{h}{L} = \frac{20}{350} = 0,057 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} = \frac{20}{350} = 0,57 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{4,85}{10 \times 7,15} = 0,067 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{1,51}{12 \times 18} = 0,007 \leq \frac{3,6}{F_e} = \frac{3,60}{400} = 0,009 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La première condition est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

**CONCLUSION :**

- **Appuis :** 2HA8 = 1,00 cm<sup>2</sup>.
- **Travée :** 3 HA 8 = 1.51 cm<sup>2</sup>.
- **Armatures transversales :** 2HA8 = 1,00 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 15 cm.

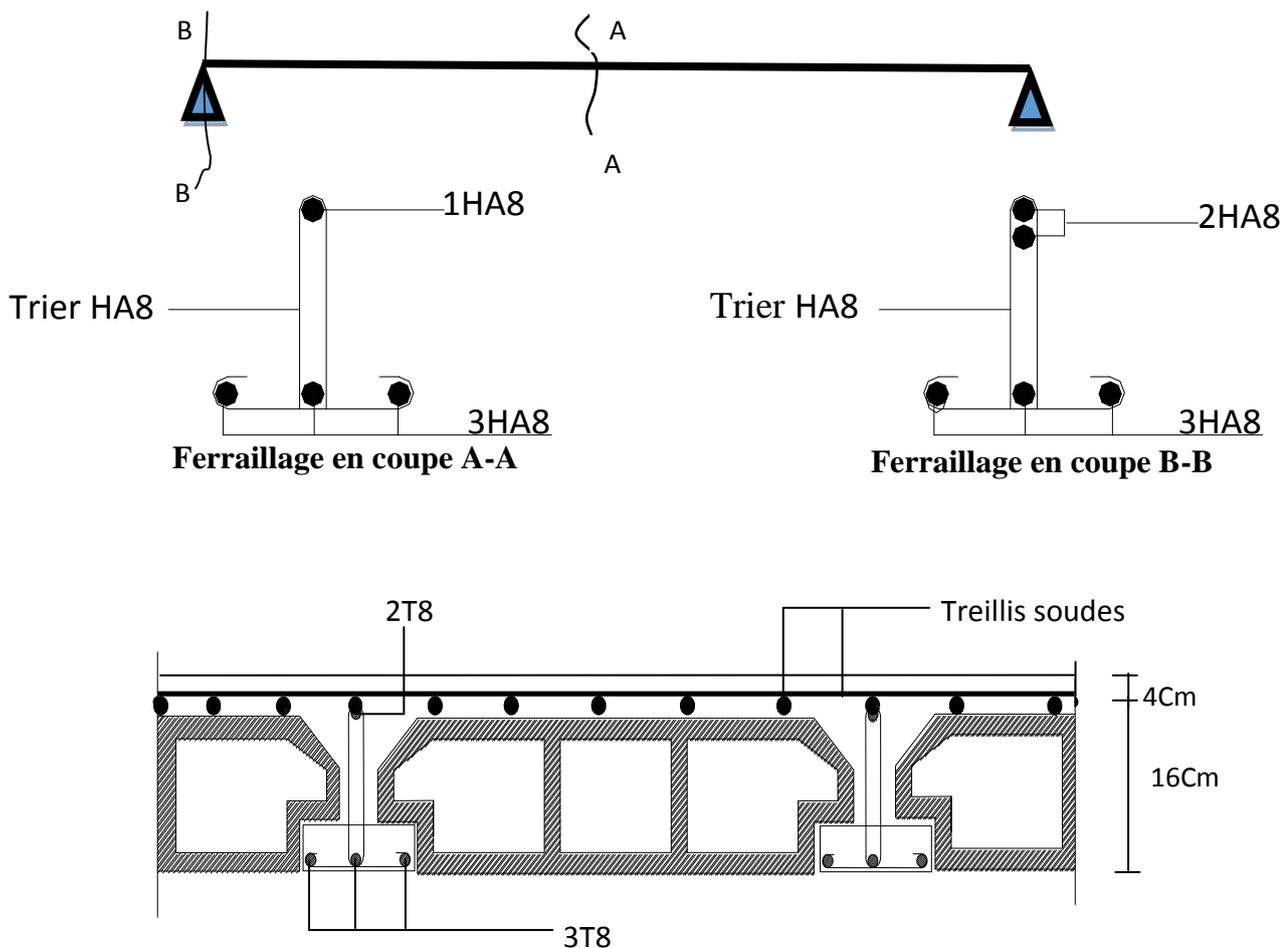


Figure III.2-14 : Plan de ferrailage du plancher à usage d'habitation

**III.3 Calcul des escaliers :****III.3.1. Définition :**

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

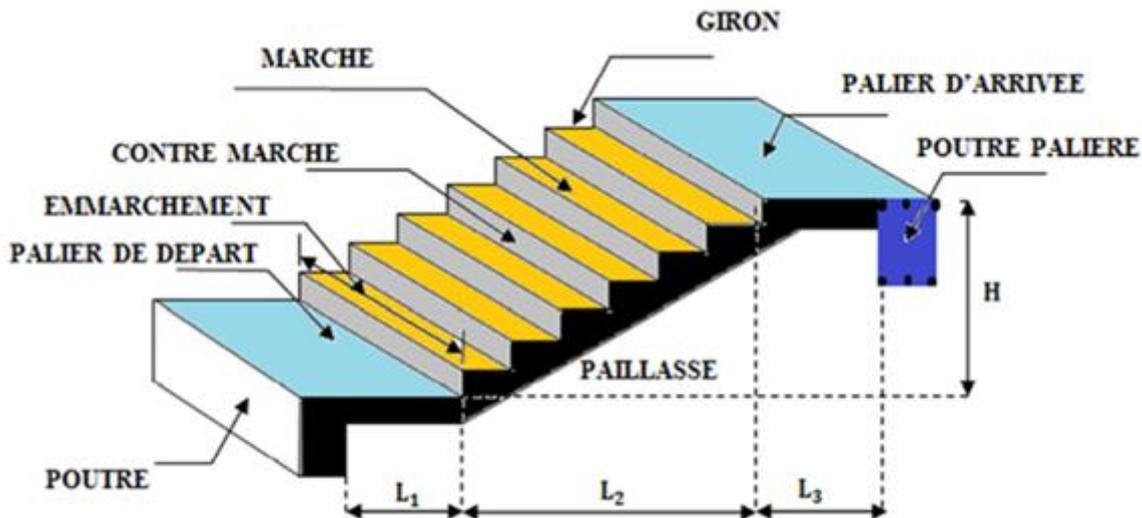
**III.3.2. Terminologie :**

fig. III-3-1 : Principaux termes relatifs à un escalier.

**Remarque :**

Notre ouvrage comporte deux cages d'escaliers identiques : chaque escalier est à trois volées avec deux paliers de repos.

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

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

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

$n$  : nombre de contre marches donné par :  $n = H/h$ .

Avec :  $H$  : hauteur entre deux niveaux consécutifs.

**Hauteur de la contre marche « h »** : c'est la différence de niveau entre deux marches successives.

$h$  le plus courant varie de 14 à 20 cm (17 cm en moyenne).

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

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

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

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

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

Le rapport ( $r = h/g$ ) est appelé raideur de l'escalier.

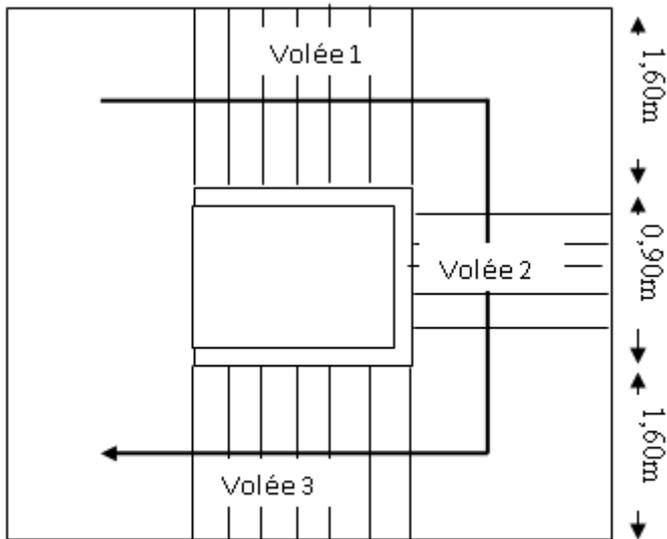
**III.3.3. Escalier d'étage courant :**

Fig. III-2 : vue en plan de notre type d'escalier.

**III.3.3.1. Pré-dimensionnement :**• **Marches et contre marches :**

En tenant compte des dimensions données sur le plan. Les escaliers sont pré-dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** :

$$59\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm}.$$

La limite inférieure (59 cm) correspond à des escaliers courants d'appartements et la limite supérieure (66 cm) à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette s'il y a nécessité.

Pour dimensionner, on prend en compte ce qui suit :

Pour un bâtiment à usage d'habitation collective ou publique, on peut retenir les dimensions suivantes :  $15\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$ . et  $29\text{cm} \leq g \leq 34\text{cm}$ .

La ligne de foulée ( $L'$ ) représente la trajectoire que suit une personne qui monte l'escalier, elle est tracée à 50 cm du collet.

• **Application :**

Dans notre cas  $H=3.06\text{ m}$ .

Soient :  $h = 17\text{ cm}$  ;  $g = 30\text{ cm}$ .

On aura donc :  $n = \frac{3,06}{0,17} = 18\text{ hauteurs}$ .

Comme les étages comportent 3 volées, on optera pour la répartition suivante :

- la 1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> volées seront identiques et auront 7 contre marches et donc 6 marches.
- La 2<sup>ème</sup> volée (volée intermédiaire) aura 4 contre marches et donc 3 marches.

• **Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64\text{cm}.$$

On remarque bien que  $59\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm}$ .  $\Rightarrow$  La condition est vérifiée.

### III.3.3.2. Etude de la première volée :

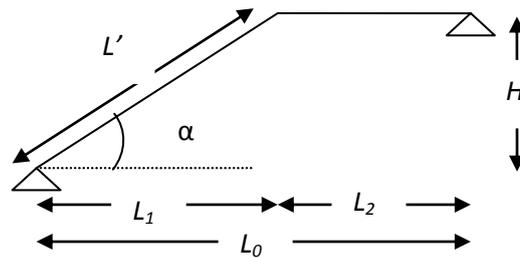


Figure III.3.3: Schéma statique de la première volée d'étage

#### 1) Épaisseur de la paillasse et du palier :

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

Avec :  $L_0 = 3,50\text{m}$

$L$  : longueur réelle de la paillasse et du palier :  $L = L' + L_2$ .

#### Calcul de $L'$ :

Soient :

$H$  : hauteur de la volée :  $H = n \times h = 7 \times 0,17 = 1,19\text{[m]}$ .

$L_1$  : longueur de la paillasse projetée :  $L_1 = (n - 1) g = (7 - 1) \times 0,30 = 1,80\text{ [m]}$ .

$L_2$  : longueur (profondeur) du palier :  $L_2 = L_0 - L_1 = 3,50 - 1,80 = 1,70\text{ [m]}$

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{1,19}{1,80} = 0,6611 \Rightarrow \alpha \approx 33,47^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,834$$

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L'} = 0,834 \Rightarrow L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{1,80}{0,834} = 215,78\text{cm} \Rightarrow L = 215,78 + 170 = 385,78\text{cm}$$

$$\text{D'où : } \frac{385,78}{30} \leq e_p \leq \frac{385,78}{20} \Rightarrow 12,85\text{cm} \leq e_p \leq 19,29\text{cm}$$

On opte alors pour une épaisseur :  $e_p = 17\text{cm}$ .

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

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

##### a. Charges permanentes :

##### • Poids des revêtements avec garde corps:

Tableau III.3 : Poids des revêtements avec le garde-corps :

ELEMENTS	POIDS (KN/M <sup>2</sup> )
- Revêtement de carrelage (2 cm)	$22 \times 0,02 = 0,44$
- Mortier de pose (2 cm)	$22 \times 0,02 = 0,44$
- Couche de sable (2 cm)	$18 \times 0,02 = 0,36$
- Enduit de ciment (1.5 cm)	$22 \times 0,015 = 0,33$
- Poids propre du garde corps	1,62
<b>Charge totale</b>	<b><math>G_r = 3,19</math></b>

tg charges de garde-corps en brique creuse de 10cm d'épaisseur est  $G_{gc} = 1,62\text{KN/m}^2$

- **Le palier :**

Tableau III.4 : Charge totale du palier

ELEMENTS	POIDS (KN/M <sup>2</sup> )
- Poids propre de la dalle pleine en BA	$25 \times 0.17 = 4.25$
- Poids des revêtements et Garde-corps	3.19
<b>Charge totale</b>	<b><math>G_1 = 7.44</math></b>

- **La volée :**

Tableau III.5 : Charge totale de la volée

ELEMENTS	POIDS (KN/M <sup>2</sup> )
- Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times 0.17}{\cos \alpha} = 5.10$
- Poids des marches	$\frac{25 \times 0.17}{2} = 2.125$
- Poids des revêtements+gards corps	3.19
<b>Charge totale</b>	<b><math>G_2 = 10.42</math></b>

**b. Charge d'exploitation :**

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

**c. Combinaison de charges à l'ELU :**

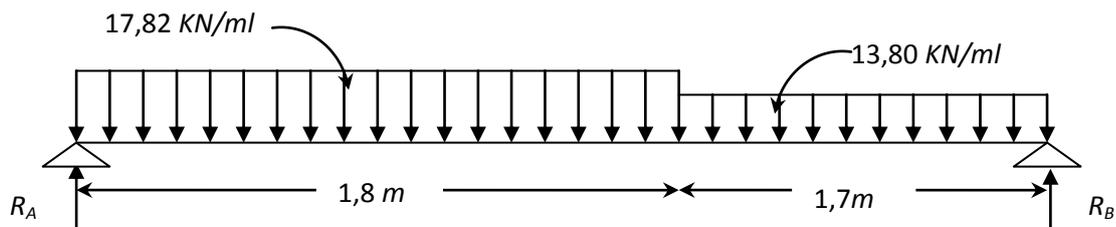
$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

**Plier :**  $q_{u \text{ palier}} = (1.35 \times 7.44 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 13.80 \text{ KN / ml.}$

**Volée :**  $q_{u \text{ volée}} = (1.35 \times 10.42 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 17.82 \text{ KN / ml.}$

**3) Calculs à l'ELU :**

**1. Calcul des efforts internes :**

Figure III.3.4: Schéma statique de calcul de la 1<sup>ère</sup> volée à l'ELU.

**a. Réactions d'appuis :**

D'après les formules de la RDM :

$$\sum F_v = 0 ; RA + RB = 17,82 \times 1,8 + 13,80 \times 1,7 = 55,54 \text{ KN.}$$

$$\sum M/B = 0 ; (17,82 \times 1,8)0,9 + (13,80 \times 1,7)2,65 = RB \times 3,5$$

Donc :  $RB = 26,01 \text{ KN.}$

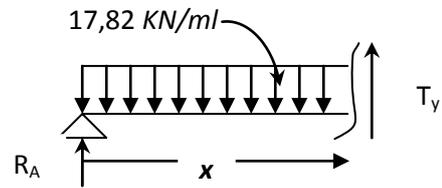
$$\sum M/B = 0 ; RA = 29,53 \text{ KN.}$$

**b. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :****✓ Efforts tranchants :****➤ 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.8m$** 

$$\sum T = 0 ; \quad T_y = 17.82x - 29.53.$$

$$x = 0 \Rightarrow T_y(0) = -29.53KN$$

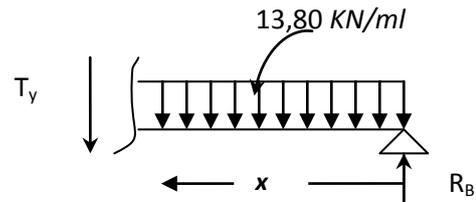
$$x = 1.8m \Rightarrow T_y(1.8) = 2.55KN$$

**➤ 2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.7m$** 

$$\sum T = 0 ; \quad T_y = 26.01 - 13.80x$$

$$x = 0 \Rightarrow T_y(0) = 26.01KN$$

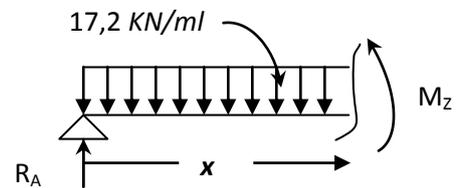
$$x = 1.7m \Rightarrow T_y(1.7) = 2.55KN$$

**✓ Moments fléchissant :****➤ 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.8m$** 

$$\sum M/G = 0 ; \quad M_z = 29.53x - 17.82 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$$

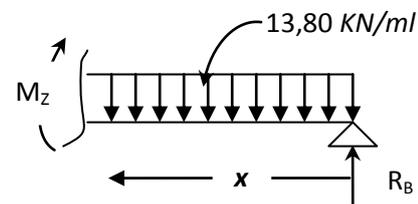
$$x = 1.8m \Rightarrow M(1.8) = 24.30KN.m$$

**➤ 2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.7m$** 

$$\sum M/G = 0 ; \quad M_z = 26.01x - 13.80 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$$

$$x = 1.7m \Rightarrow M(1.7) = 24.30KN.m$$

**✓ Moment maximum :**

$$T_y = 0 \Rightarrow M_z = \max$$

$$T_y = 0 \Rightarrow x = 1.65m$$

$$M_z(1,65) = 29,53 \times 1,65 - 17,82 \times \frac{1,65^2}{2} = 24,47[KN.m].$$

**Remarque :**

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{\max}$  au niveau des appuis et en travée.

$$M_u^{ap} = (0.3)M_{\max} = (-0.3) \times (24.47) = -7.35KN.m$$

$$M_u^t = (0.85)M_{\max} = (0.85) \times (24.47) = 20.80KN.m$$

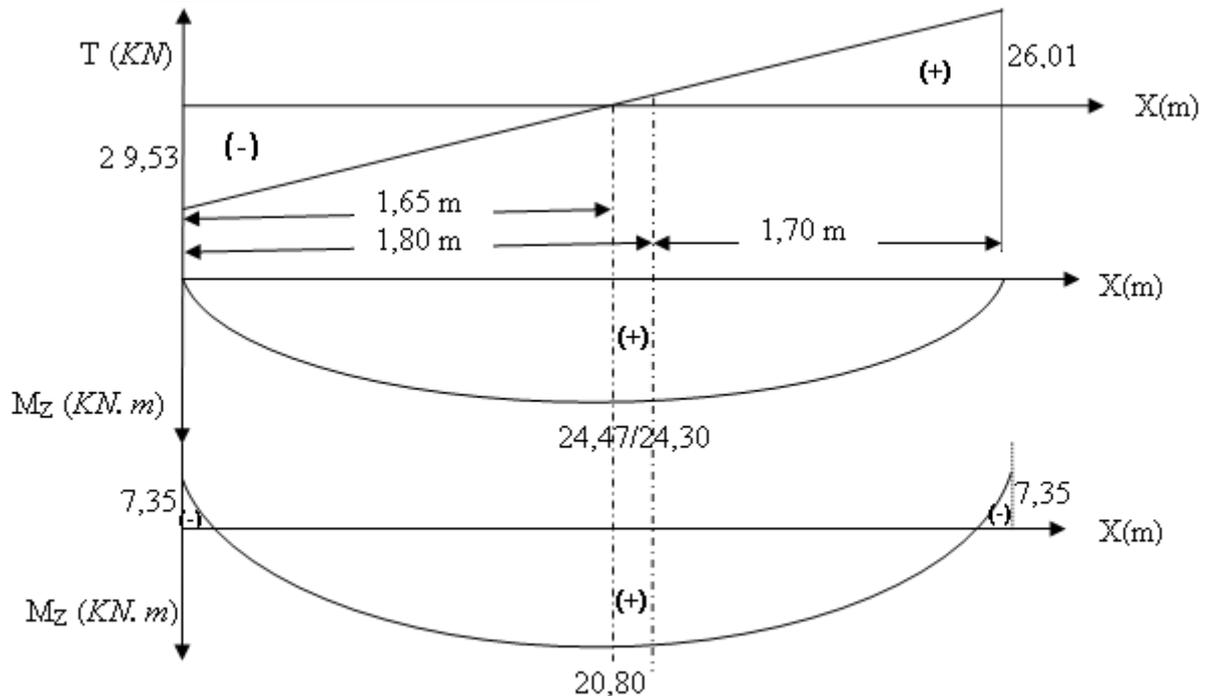
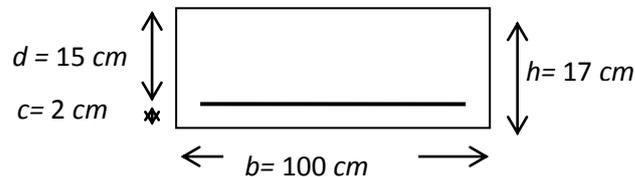
**C. Diagrammes des efforts internes :**

Figure III.3.5: Diagrammes des efforts internes de la 1<sup>ère</sup> volée à l'ELU.

**2. Ferrailage :**

- **Application :**

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 17 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; d = 15 \text{ cm}.$$



Le calcul s'effectuera pour une bande de 1 m d'embranchement et une bande de 1 m de projection horizontale de la volée, tout en considérant une poutre partiellement encastree si en flexion simple.

- **Moment réduit  $\mu_b$  :**

$$\mu_b = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}$$

Avec :

$M$  : moment supporté par la section.

$f_{bu}$  : Contrainte limite de compression dans le béton.

$b$  et  $d$  : dimensions de la section.

- **Section d'armatures :**

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}}$$

Avec :

$\sigma_{st}$  : Contrainte limite de l'acier.

**a) Calcul des armatures principales :**❖ **Aux appuis :**

$$M_u^{ap} = 7.35 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^{ap}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.35 \times 10^3}{100 \times (15)^2 \times (14.2)} = 0.023 < \mu_l = 0.392. \implies \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0.023 \implies \beta = 0.9895$$

$$A_a = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.35 \times 10^3}{0.9895 \times 15 \times 348} = 1.43 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_a = 4 \text{ HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2$  ; Avec un espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$ . ( $A_a$  dans la partie sup)

❖ **En travée :**

$$M_u^t = 20.80 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15.75 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times (14.2)} = 0.065 < \mu_l = 0.392. \implies \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0.065 \implies \beta = 0.9665$$

$$A_t = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{20.80 \times 10^3}{0.9665 \times 15 \times 348} = 4.13 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 5 \text{ HA } 12 = 5.65 \text{ cm}^2$  ; Avec un espacement :  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

**b) Calcul des armatures de répartition :**❖ **Aux appuis :**

$$A_r^a = \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r^a = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$  ; Avec un espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

❖ **En travée :(dans la partie inf.)**

$$A_r^t = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.42 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r^t = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$  ; Avec un espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**3. Vérifications à l'ELU :****a. Condition de non fragilité (Art A.4.2,1/BAEL 91 modifié 99) :**

$$A_s \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 15 \times \frac{2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_t = 5 \text{ HA } 12 = 5,65 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} = 1,81 \text{ [cm}^2\text{]} \\ A_a = 4 \text{ HA } 10 = 3,14 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} = 1,81 \text{ [cm}^2\text{]} \end{cases} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

**b. Répartition des bares :**✓ **Armatures principaux :**

$$S_t < \min(4h; 33) = \min(60; 33) = 33 \text{ cm.}$$

$$S_t = \{20; 25\} < 33 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$St < \min(4h; 45) = \min(60; 45) = 45 \text{ cm.}$$

$$St = \{25; 25\} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}; \text{ Avec : } \psi_s = 1.5 \text{ (HA)}$$

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

$$V_u^{\max} = 29.53 \text{ KN (Effort tranchant max)}$$

$\sum U_i$  : désignant la somme des périmètres utiles des barres ou des paquets

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

$$\tau_{se} = \frac{29.53 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 100.48} = 2.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**d. Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1,1/BAEL 91 modifié 99)**

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

$$\bar{\tau}_u = \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} \text{ (Art A. 5. 1, 21/BAEL 91 modifié 99)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.15}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.26 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_u = \frac{29.53 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0.196 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_u = 0.196 \text{ [MPa]} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**e. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

▪ **Influence sur le béton (Art A.5.1,313/ BAEL 91 modifié 99) :**

$$\frac{2 \times \bar{V}_u}{b \times a} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow \bar{V}_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b}; \text{ Avec : } a = 0.9 d;$$

$$\bar{V}_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.15 \times 1}{1.15} = 1173.91 \text{ [KN].}$$

$$V_u^{\max} = 29.53 \text{ [KN]} < \bar{V}_u = 1173.91 \text{ [KN]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**f. Ancrage des barres aux appuis :**

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\text{Avec : } \tau_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ [MPa]}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ [cm]}$$

$$\text{Les armatures comportent des crochets, donc : } L_s = 0.4 \times 42.33 = 16.93 \text{ [cm]}$$

$$\text{Soit : } L_s = 17 \text{ [cm]}$$

4) Calcul à l'ELS :

- Combinaison de charges à l'ELS :

$$q_s = G + Q$$

Plier :  $q_s = (7.44 + 2.5) \times 1m = 9.94 \text{ KN/ml}$ .

Volée :  $q_s = (10.42 + 2.5) \times 1m = 12.92 \text{ KN/ml}$ .

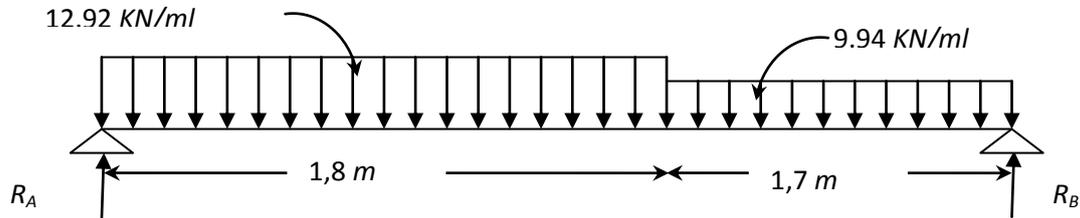


Figure III.3.6: Schéma statique de calcul de la 1<sup>ère</sup> volée à l'ELS.

1. Calcul des efforts internes :a. Réactions d'appuis :

D'après les formules de la RDM :

$$\sum F = 0 ; \quad R_A + R_B = 40.154 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0 ; \quad R_B = 18.77$$

$$\sum M/B = 0 ; \quad R_A = 21.38 \text{ KN.}$$

b. Calcul des efforts internes :

- 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.8m$

$$\sum F = 0 ; \quad T_y = 12.92x - 21.38.$$

$$x = 0 \Rightarrow T_y(0) = -21.38 \text{ KN}$$

$$x = 1.8m \Rightarrow T_y(1.8) = 1.88 \text{ KN}$$

- 2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.7m$

$$\sum F = 0 ; \quad T_y = 18.77 - 9.94x$$

$$x = 0 \Rightarrow T_y(0) = 18.77 \text{ KN}$$

$$x = 1.7m \Rightarrow T_y(1.7) = 1.88 \text{ KN}$$

c. Calcul des moments fléchissant :

- 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.8m$

$$\sum M/G = 0 ; \quad M_z = 21.38x - 12.92 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$$

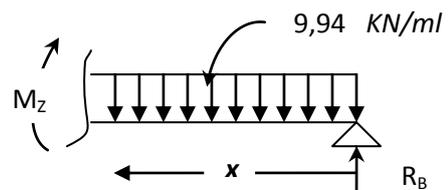
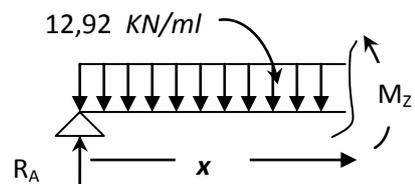
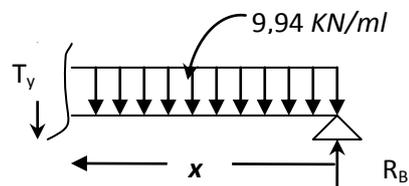
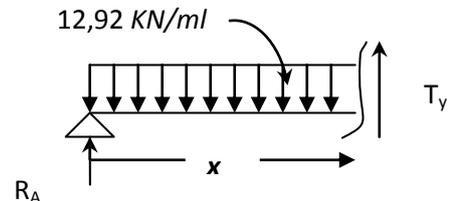
$$x = 1.8m \Rightarrow M(1.8) = 17.55 \text{ KN.m}$$

- 2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.4m$

$$\sum M/G = 0 ; \quad M_z = 18.77x - 9.94 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$$

$$x = 1.7m \Rightarrow M(1.7) = 17.55 \text{ KN.m}$$



✓ **Moment maximum :**

$$T_y = 0 \Rightarrow M_z = \max$$

$$T_y = 0 \Rightarrow x = 1.65m$$

$$M_{\max} = 17.69KN.m$$

**Remarque :**

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{\max}$  au niveau des appuis et en travée.

$$M_u^{ap} = (0.3)M_{\max} = (-0.3) \times (17.69) = -5.31KN.m$$

$$M_u^t = (0.85)M_{\max} = (0.85) \times (17.69) = 15.04KN.m$$

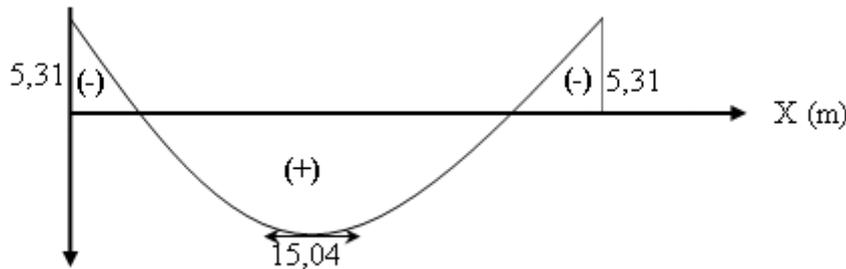


Figure III-3-7 : Diagramme des moments corrigé de la 1<sup>ère</sup> volée à l'ELS.

**2. vérifications à l'ELS :****a. contrainte de compression dans le béton :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k1}$$

**Détermination de k :**

$$\rho = \frac{100 \times A^{\max}}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 15} = 0.376 \quad \rho = 0.376 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.906 \\ k1 = 38,19 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{15.04 \times 10^3}{0.914 \times 15 \times 5.65} = 194,16.93MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k1} = \frac{194.16}{38,19} = 5.08MPa$$

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

**b. Vérification de la flèche :**

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

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{350} = 0.042 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

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

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} ; \quad \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\text{Avec : } q_s^{MAX} = 12.92 \text{ KN/ml.}$$

$E_v$  : Module de déformation différé.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} ;$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$I$  : moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité.

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

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

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

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times (17)^2}{2} + (15 \times 5.65 \times 15) = 15721,25 \text{ cm}^3$$

$B_0$  : surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 17) + (15 \times 5.65) = 1784.75 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad V_1 = \frac{15721,25}{1784.75} = 8.80 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8,8 = 8.2 \text{ cm.}$$

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

$$I = \frac{100}{3} \times ((7.1)^3 + (7.12)^3) + 15 \times 5.65 \times (7.3 - 2)^2$$

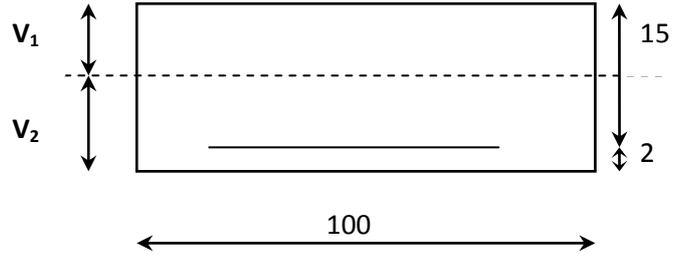
$$I = 44358.65 \text{ cm}^4.$$

D'où :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12.92 \times (3500)^4}{10818.86 \times 44358.65 \times 10^4} = 5.26 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{3500}{500} = 7 \text{ mm}$$

$$f = 5.26 \text{ mm} \leq \bar{f} = 7 \text{ mm} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$



### III.4.4.3. Etude de la volée intermédiaire :

#### 1) Epaisseur de la paillasse et du palier :

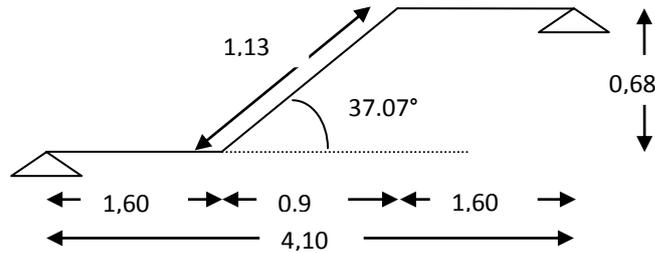


Figure III.3.7 : Schéma statique de la 2<sup>ème</sup> volée d'étage courant

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

Avec :

$L$  : longueur réelle de la paillasse et du palier :

$$L = L' + L_1 + L_2$$

**Calcul de  $L'$  :**

$$h = 17 \text{ cm}, \quad g = 30 \text{ cm},$$

$$H : \text{la hauteur de la volée} : H = n \times h = 4 \times 0.17 = 0.68 \text{ m}$$

$$l : \text{longueur de la paillasse projetée} : l = (n - 1)g = (4 - 1) \times 0.30 = 0.90 \text{ m}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{l} = \frac{0.68}{0.90} = 0.755 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 37.073^\circ \quad \Rightarrow \quad \cos \alpha = 0.798$$

$$l' : \text{longueur réelle de la paillasse} : l' = \frac{l}{\cos \alpha} = \frac{0.90}{0.798} = 1.13 \text{ m}$$

$$L_{\text{tot}} = L_1 + L_2 + l = 4.10 \text{ m (entre nus d'appuis)}$$

$$L_1 = L_2 = \frac{4.10 - 0.90}{2} = 1.60 \text{ m}$$

$$\Rightarrow L = (2 \times 1.60) + 1.13 = 4.33 \text{ m}$$

$$\text{D'où} : \frac{433}{30} \leq e_p \leq \frac{433}{20} \Rightarrow 14.43 \text{ cm} \leq e_p \leq 21.65 \text{ cm}.$$

On opte alors pour une épaisseur :  $e_p = 17 \text{ cm}$ .

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

##### a. Charges permanentes :

##### • Le palier :

Tableau III.6 : Charge totale du palier

ELEMENTS	POIDS (KN/M <sup>2</sup> )
- Poids propre de la dalle pleine en BA	$25 \times 0.17 = 4.25$
- Poids des revêtements	3.19
<b>Charge totale</b>	<b><math>G_1 = 7.44</math></b>

• **La volée :**

**Tableau III.7 : Charge totale de la volée intermédiaire**

ELEMENTS	POIDS (KN/M <sup>2</sup> )
- Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times 0.17}{0.798} = 5.33$
- Poids des marches	$\frac{25 \times 0.17}{2} = 2.125$
- Poids des revêtements	3.19
<b>Charge totale</b>	<b>G<sub>2</sub> = 10.65</b>

**b. Surcharge d'exploitation :**

$Q = 2.5 \text{ KN/ml.}$

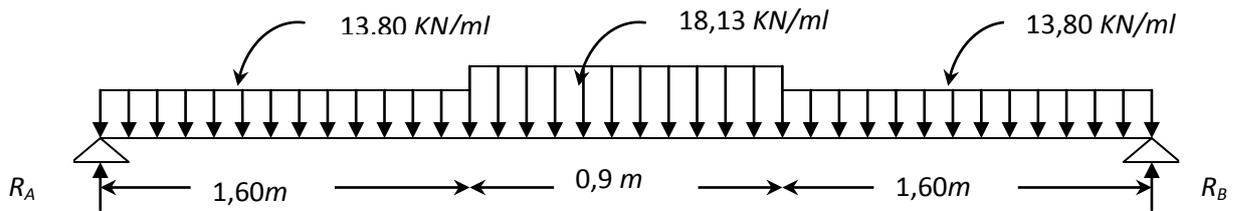
**c. Combinaison de charges à l'ELU :**

$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$

**Plier :**  $q_u = (1.35 \times 7.44 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 13.80 \text{ KN/ml.}$

**Volée :**  $q_u = (1.35 \times 10.65 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 18.13 \text{ KN/ml.}$

**3) Calcul des efforts internes à l'ELU**



**Figure III.3.8: Schéma statique de calcul de la 2<sup>ème</sup> volée à l'ELU.**

**a. Réactions d'appuis :**

D'après les formules de la RDM :

$\sum F = 0 ; \quad R_A + R_B = 60,477 \text{ KN.}$

$R_B = R_A = 30,2385 \text{ KN.}$

**b. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

✓ **Efforts tranchants :**

➤ **1<sup>er</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 1.60m$

$\sum F = 0 ; \quad T_y = 13.80x - 30.2385.$

$x = 0 \Rightarrow T_y(0) = -30.2385 \text{ KN}$

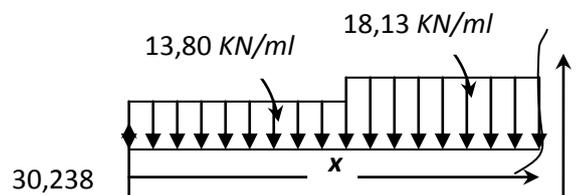
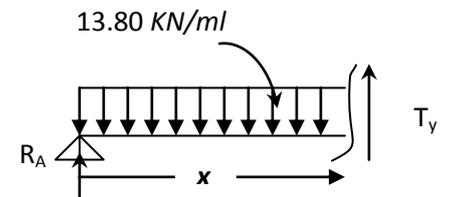
$x = 1.60m \Rightarrow T_y(1.60) = -8.16 \text{ KN}$

➤ **2<sup>ème</sup> tronçon :**  $1.60m \leq x \leq 2.5m$

$\sum F = 0 ; \quad T_y = 18.13(x - 1.60) + 13.80 \times 1.60 - 30.2385$

$x = 1.60m \Rightarrow T_y(1.60) = -8.16 \text{ KN}$

$x = 2.5m \Rightarrow T_y(2.5) = 8.16 \text{ KN}$



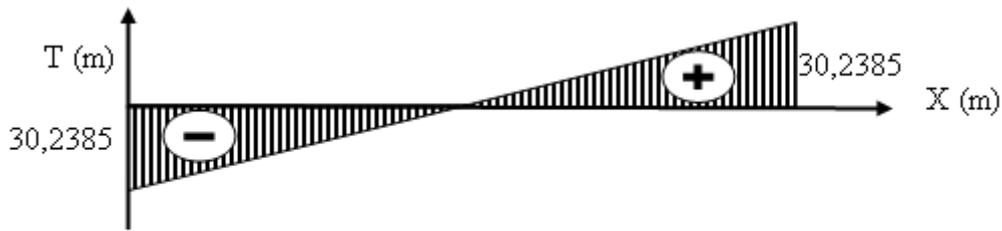


Fig. III-3-9 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

✓ **Moments fléchissant :**

➤ **1<sup>er</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 1.60m$

$$\sum M/G = 0 ; \quad M_z = 30.2385x - 13.80 \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$$

$$x = 1.60m \Rightarrow M(1.60) = 30.72KN.m$$

**2<sup>ème</sup> tronçon :**  $1.60m \leq x \leq 2.5m$

$$\sum M/G = 0 ;$$

$$M_z = (30.2385 \times x) - \left(\frac{13.8}{8} \times 1.60\right) \cdot (x - 0.8) - 18.13(x - 1.60) \frac{(x - 1.60)}{2}$$

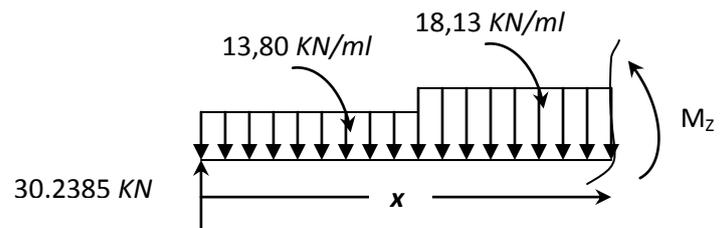
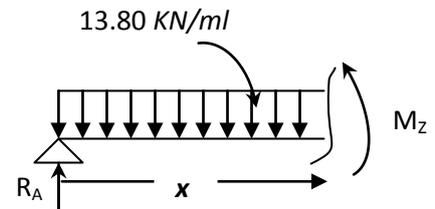
$$x = 1.60m \Rightarrow M(1.60) = 30.72KN.m$$

$$x = 2.5m \Rightarrow M(2.5) = 30.72KN.m$$

✓ **Moment maximum :**

Le moment maximum est à :  $x = 2.2m$ .

$$M_{\max} = M(2.2) = 34.72KNm$$



**Remarque :**

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{\max}$  au niveau des appuis et en travée.

$$M_u^{ap} = (0.3)M_{\max} = (-0.3) \times (37.23) = -10.42KN.m$$

$$M_u^t = (0.85)M_{\max} = (0.85) \times (37.23) = 29.51KN.m$$

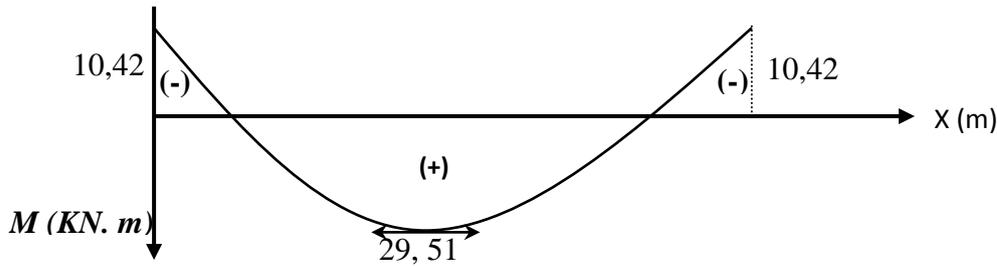
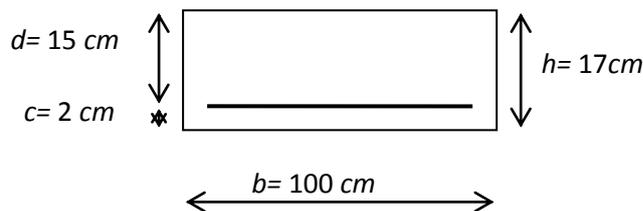


Figure III-3-10 : Diagramme des moments corrigé de la 2<sup>ème</sup> volée à l'ELU.

#### 4) Ferrailage :

$$b = 100 \text{ cm}; \quad h = 17 \text{ cm}; \quad c = 2 \text{ cm}; \quad d = 15 \text{ cm}.$$



##### a) Calcul des armatures principales :

###### ❖ Aux appuis :

$$M_u^{ap} = 10.42 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^{ap}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.42 \times 10^3}{100 \times (15)^2 \times (14.2)} = 0.033 < \mu_l = 0.392. \quad \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0.035 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.983$$

$$A_a = \frac{M}{bd\sigma_{st}} = \frac{10.42 \times 10^3}{0.983 \times 15 \times 348} = 2.03 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_a = 4 \text{ HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2$  ; Avec un espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

###### ❖ En travée :

$$M_u^t = 29.51 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{29.51 \times 10^3}{100 \times (15)^2 \times (14.2)} = 0.092 < \mu_l = 0.392. \quad \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0.092 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.952$$

$$A_t = \frac{M}{bd\sigma_{st}} = \frac{29.51 \times 10^3}{0.952 \times 15 \times 348} = 5.94 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 6 \text{ HA } 12 = 6.78 \text{ cm}^2$  ; Avec un espacement :  $S_t = 16,5 \text{ cm}$ .

##### b) Calcul des armatures de répartition :

###### ❖ Aux appuis :

$$A_r^a = \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r^a = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$  ; Avec un espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

❖ **En travée :**

$$A_r^t = \frac{A_t}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.7 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r^t = 6HA 8 = 2.01 \text{ cm}^2$  ; Avec un espacement :  $S_t = 16,5 \text{ cm}$ .

### 5) Vérifications à l'ELU :

**a. Condition de non fragilité (Art A.4.2,1/BAEL 91 modifié 99) :**

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} ; \quad A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 2.053 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_t = 6 HA 12 = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,053 [\text{cm}^2] \\ A_a = 4 HA 10 = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,053 [\text{cm}^2] \end{cases} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b. Repartition des bares:**

✓ **Armatures principales:**

$$S_t < \min(4h; 33) = \min(54; 33) = 33 \text{ cm.}$$

$$S_t = 16,5 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$S_t < \min(4h; 45) = \min(72; 45) = 45 \text{ cm.}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \psi_s = 1.5 \text{ (HA)}$$

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

$$V_u^{\max} = 30.2385 \text{ KN (Effort tranchant max)}$$

$\sum U_i$  : désignant la somme des périmètres utiles des barres ou des paquets

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{30.2385 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 125.6} = 1.78 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.78 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**d. Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.1,1/BAEL 91 modifié 99) :**

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \text{ (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.15} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{30.2385 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0.120954 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.120954 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**e. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

✚ **Influence sur le béton (Art A.5.1,313/BAEL 91 modifié 99) :**

$$\bar{V}_u = \frac{0.4 \cdot f_{c28} \cdot a \cdot b}{\gamma_b} ; \text{ Avec : } a = 0.9 d ;$$

$$\bar{V}_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 0.15 \times 1}{1.5} = 900 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 30.2385 \text{ KN} < \bar{V}_u = 900 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**f. Ancrage des barres aux appuis :**

La longueur de scellement droit :  $L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s}$

Avec :  $\tau_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Les armatures comportent des crochets, donc :  $L_s = 0.4 \times 35.27 = 14.11 \text{ cm}$

Soit :  $L_s = 15 \text{ cm}$

**6) Calcul des efforts internes à l'ELS :**

✚ **Combinaison de charges à l'ELS :**

$$q_s = G + Q$$

**Plier :**  $q_s = (7.44 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 9.94 \text{ KN/ml}$ .

**Volée :**  $q_s = (10.65 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 13.15 \text{ KN/ml}$ .

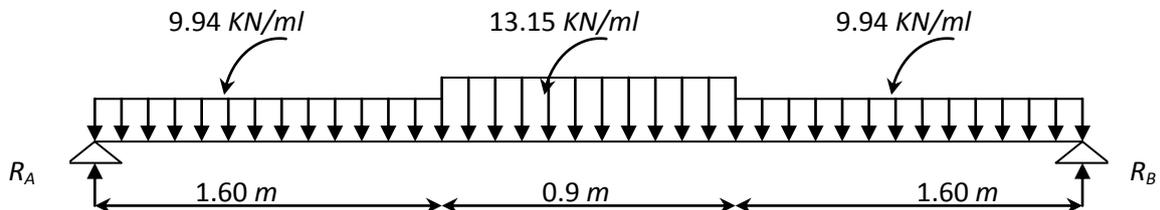


Figure III.3.11 : Schéma statique de calcul de la 2<sup>ème</sup> volée à l'ELS

**a. Réaction d'appuis :**

$$R_A + R_B = 43,64 \text{ KN.}$$

$$R_A = R_B = 21,822 \text{ KN.}$$

**b. La valeur du moment maximum :**

Le moment max est à :  $x = 2,2 \text{ m}$

$$M(2.2) = M_{\max} = 15.48 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement :

$$M_a = (-0.3) \times (15.48) = -4.644 \text{ KN.m}$$

$$\text{Et } M_T = (0.85) \times (15.48) = 13.158 \text{ KN.m}$$

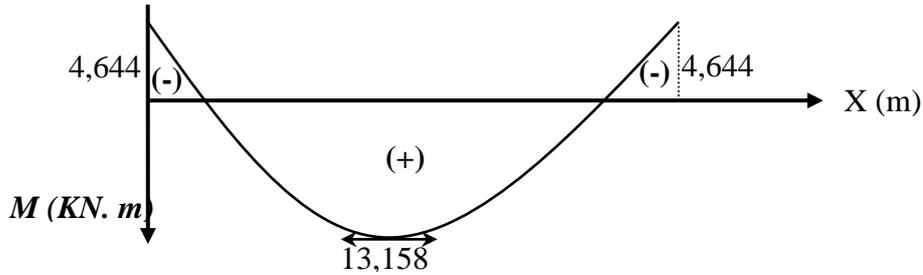


Figure III-3-12: Diagramme des moments corrigé de la 2<sup>ème</sup> volée à l'ELS.

**7) Vérifications à l'ELS :**

**a. Contrainte de compression dans le béton :**

On doit vérifier que :

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

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

**Détermination de k :**

$$\rho = \frac{100 \times A_a^{\max}}{b \times d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 15} = 0.452 \quad (\text{x100 car } \rho\%)$$

$$\rho = 0.452 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.898 \\ k = 34.02 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{13.15 \times 10^3}{0.898 \times 15 \times 6.78} = 143.99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{143.99}{34.02} = 4.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**c. Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{410} = 0.036 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

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

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} ; \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :  $q_s = 9.94 \text{ KN/ml}$ .

$E_v$  : Module de déformation différé.

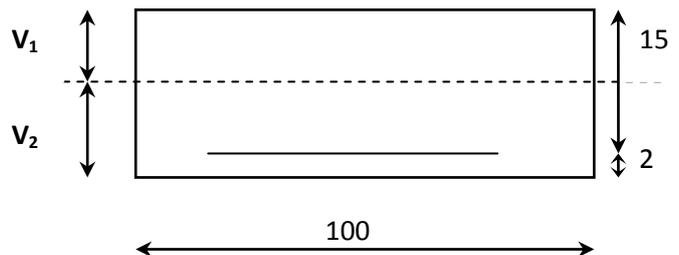
$$E_v = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$I$  : moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité.

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

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

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



$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times (17)^2}{2} + (15 \times 6.78 \times 15) = 15975.5 \text{ cm}^3$$

$B_0$ : surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 17) + (15 \times 6.78) = 1801.7 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{15975.5}{1801.7} = 8.86 \text{ cm} ; V_2 = h - V_1 = 17 - 8.86 = 8.14 \text{ cm.}$$

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

$$I = \frac{100}{3} \times ((8.86)^3 - (8.14)^3) + 15 \times 6.78 \times (8.14 - 2)^2 = 45002,1759 [\text{cm}^4]$$

D'où :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{13,15 \times (4100)^4}{10818,86 \times 45002,1759 \times 10^4} = 6,65 [\text{mm}]$$

$$\bar{f} = \frac{4400}{500} = 8,8 [\text{mm}]$$

$$f = 6.65 \text{ mm} < \bar{f} = 8.8 \text{ mm}$$



Condition vérifiée.

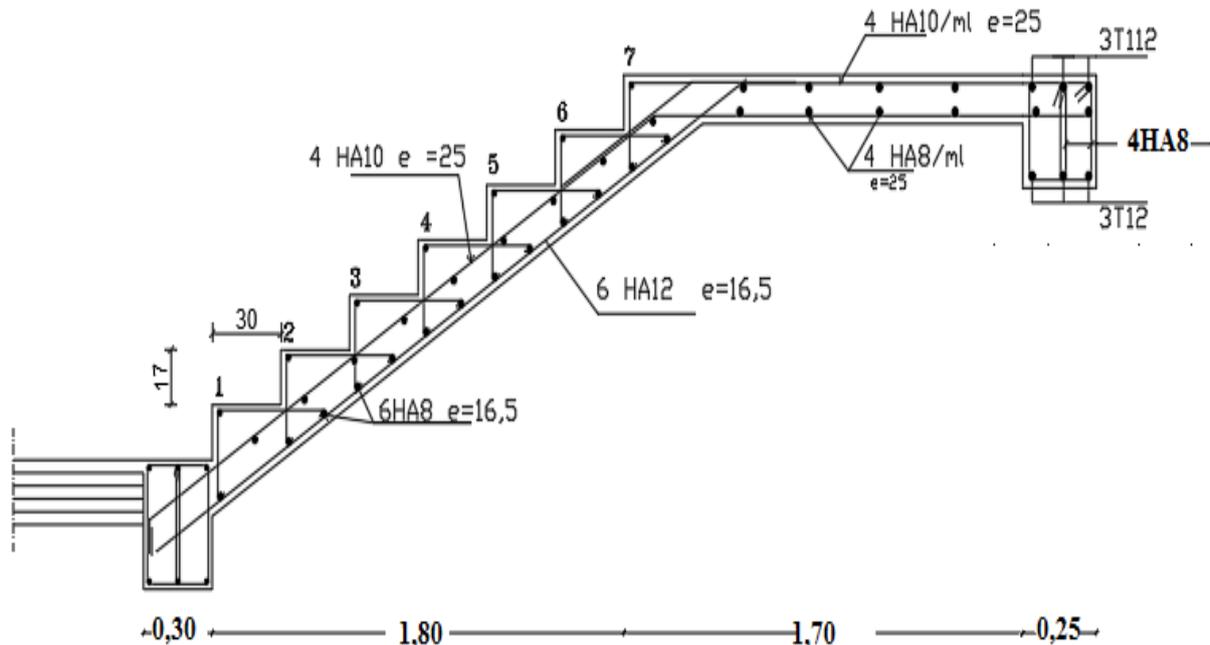
### Conclusion générale :

#### **✚ Armature principale :**

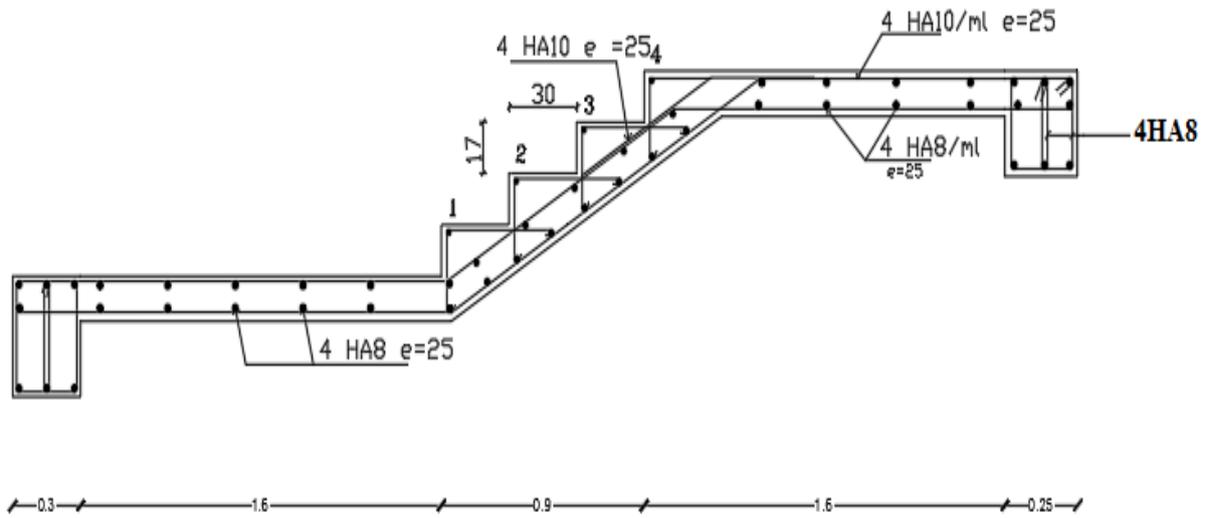
- ✓ **Aux appuis :** 4T10 (St = 25cm)
- ✓ **En travée :** 6T12 (St = 16,5cm)

#### **✚ Armature de répartition :**

- ✓ **Aux appuis :** 4T8 (St = 25cm)
- ✓ **En travée :** 6T8 (St = 16,5cm)



-FERRAILLAGE DE L'ESCALIER TYPE I-



-FERRAILLAGE DE L'ESCALIER TYPE II-

**III-4 Escalier de RDC****III-4-1 Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :**

L'épaisseur de la paillasse et du palier. ( $e_p$ ) est donnée par la condition suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec :  $L_0 = L' + L_{\text{palier}}$

Avec  $L_0$  : portée de la paillasse

$$L' = \frac{L}{\cos \alpha}$$

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,667 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

$$\cos \alpha = 0,87$$

**1. 1<sup>er</sup> volée**

$$\text{donc : } L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2,10}{0,87} = 2,41[m]$$

$$\frac{2,41 + 1,25}{30} \leq e_p \leq \frac{2,41 + 1,25}{20} \Rightarrow 12[cm] \leq e_p \leq 18,3[cm].$$

On prend :  $e_p = 17 [cm]$

**N.B :** on prend la même épaisseur pour le palier  $e_p = 17 [cm]$

**2. 2<sup>ième</sup> volée :**

$$\text{donc : } L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2,70}{0,87} = 3,10[m]$$

$$\frac{3,10 + 1,40}{30} \leq e_p \leq \frac{3,10 + 1,40}{20} \Rightarrow 15[cm] \leq e_p \leq 22,5[cm].$$

On prend :  $e_p = 17 [cm]$

**N.B :** on prend la même épaisseur pour le palier  $e_p = 17 [cm]$

**III-4-2 Détermination des sollicitations de calcul :**

Le calcul s'effectuera, pour une bande de (1m) d'embranchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée. On considère une poutre simplement appuyée, en flexion simple.

**a) Charges et surcharges :****1) le palier :**

Elément	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
-poids propre de la dalle (25x 0,17)	4,25
-poids de revêtement (sable + mortier + carrelage + enduit) (0,66 + 0,6 + 0,4 + 0,2)	1,86
<b>G<sub>1</sub> = 6,11; Q = 2,5</b>	

2) **la paille :**

Elément	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
- poids propre de la paille	$\frac{25 \times e_p}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0,17}{0,87} = 4,89$
- poids propre des marches (17cm)	$\frac{25 \times 0,17}{2} = 2,13$
- revêtement de carrelages (2cm)	0,4
- mortier de pose (3cm)	0,6
- couche de sable	0,66
- enduit de ciment (1.5cm)	0,36
- poids propre du garde de corps	0,2
	$G_2 = 9,24 ; Q = 2,5$

Charge d'exploitation : selon le (DTR C2-2) pour une construction a usage de service ou d'habitation ;  $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

**b) Combinaisons des charges :**

**ELU :**  $q_u = (1,35G + 1,5 Q) \times 1m$

La paille :  $q_{u1} = (1,35 \times 9,24 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 16,22 \text{ [KN/ml]}$

Le palier :  $q_{u2} = (1,35 \times 6,11 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 12,00 \text{ [KN/ml]}$

**ELS :**  $q_s = (G + Q) \times 1m$

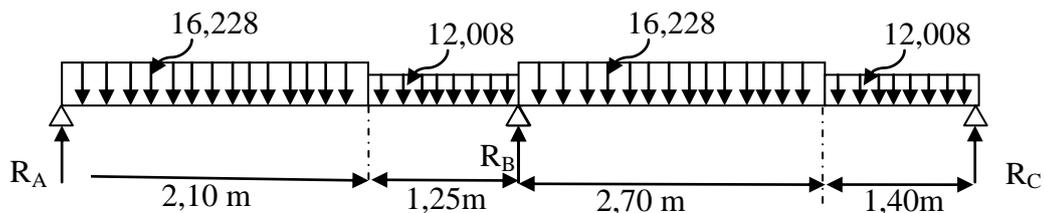
La paille :  $q_{s1} = (9,24 + 2,5) \times 1 = 11,74 \text{ [KN/ml]}$

Le palier :  $q_{s2} = (6,11 + 2,5) \times 1 = 8,61 \text{ [KN/m]}$

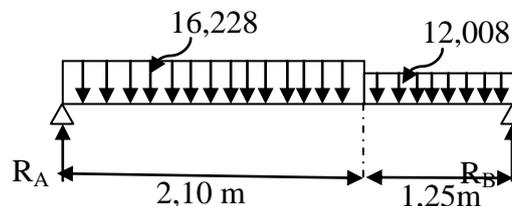
**III-4-3 Ferrailage :**

**a) Calcul des moments et efforts tranchants à l'ELU :**

Les réactions aux appuis :



Pour calcul les réactions sur les appuis on doit tout d'abord on divise sur deux poutres isostatiques



$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B - [(16,22 \times 2,10) + (12,00 \times 1,25)] = 0$$

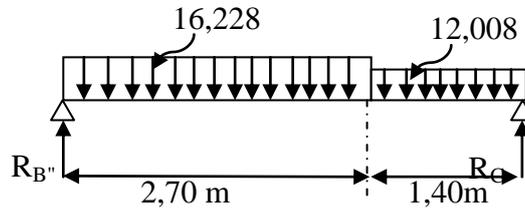
$$\Rightarrow R_A = -R_B + [(16,22 \times 2,10) + (12,00 \times 1,25)] = -R_B + 49,06$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times l - \left[ \left( 16,22 \times \frac{2,1^2}{2} \right) + \left( 12 \times 1,25 \times \left( 2,1 + \frac{1,25}{2} \right) \right) \right] = 0$$

$$\Rightarrow R_{B'} \times l = 76,64 \Rightarrow R_{B'} = \frac{76,64}{3,35} = 22,88 \text{ [KN]}$$

$$\Rightarrow R_A = -R_{B'} + 49,06 = -22,88 + 49,06 = 26,18 \text{ [KN]}$$

$$\begin{cases} R_A = 26,18 \text{ [KN]} \\ R_{B'} = 22,88 \text{ [KN]} \end{cases}$$



$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_{B''} - [(16,22 \times 2,70) + (12,00 \times 1,40)] = 0$$

$$\Rightarrow R_C = -R_{B''} + [(16,22 \times 2,70) + (12,00 \times 1,40)] = -R_{B''} + 60,59$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_C \times l - \left[ \left( 16,22 \times \frac{2,7^2}{2} \right) + \left( 12 \times 1,40 \times \left( 2,7 + \frac{1,40}{2} \right) \right) \right] = 0$$

$$\Rightarrow R_C \times l = 70,88 \Rightarrow R_C = \frac{116,24}{4,10} = 28,35 \text{ [KN]}$$

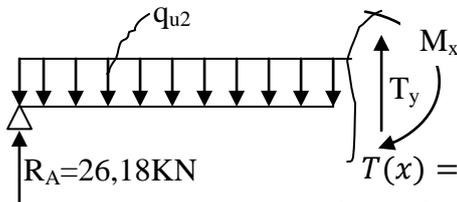
$$\Rightarrow R_{B''} = -R_C + 60,59 = -28,35 + 60,59 = 32,24 \text{ [KN]}$$

$$\begin{cases} R_{B''} = 32,24 \text{ [KN]} \\ R_C = 28,35 \text{ [KN]} \end{cases}$$

**III-3-6-2) calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

**1<sup>ier</sup> schéma**

**1<sup>ier</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2,4$ .**



$$T(x) = R_A - (q_{u2} \times x).$$

$$T(x = 0) \Rightarrow R_A = 26,18 \text{ [KN]}$$

$$T(x = 2,1) = 26,18 - (16,22 \times 2,1) = -7,88 \text{ [KN]}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - (q_{u2} \times x) \Rightarrow R_A = (q_{u2} \times x) \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{u2}} = \frac{26,18}{16,22} = 1,61 \text{ [m]}$$

$$X = 1,61 \text{ m} \quad ; \quad 1,61 \in [0 ; 2,1].$$

**Calcul des moments fléchissants :**

$$M(x) = R_A x - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 26,18 \times x - \frac{16,22}{2} \times x^2$$

$$M(x) = 26,18x - 8,11 \times x^2.$$

$$\begin{cases} x = 0 \quad ; \quad M(x = 0) = 0 \text{ [KN.m]} \\ x = 2,1 \quad , \quad M(x = 2,1) = 19,21 \text{ [KN.m]} \end{cases}$$

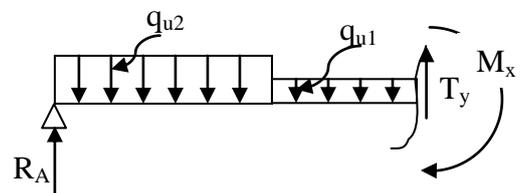
$$M_{max} = M(x = 1,61) = 26,18 \times 1,61 - [8,11 \times (1,61)^2] = 21,13 \text{ [KN.m]}.$$

$$M_{max} = 21,13 \text{ [KN.m]}.$$

**2<sup>ieme</sup> tronçon :  $2,1 \leq x \leq 3,35$ .**

$$T(x) = R_A - q_{u2} (2,1) - q_{u1} (x - 2,1)$$

$$T(x = 2,1) = 26,18 - 16,22 \times 2,1 = -7,88 \text{ [KN]}.$$



$$T(x = 3,35) = 26,18 - 16,22 \times 2,1 - [12 \times (3,35 - 2,1)] = -22,88 \text{ [KN]}.$$

**Calcul des moments fléchissants :**

$$M(x) = R_A \times x - q_{u2} \times 2,1 \left(x - \frac{2,1}{2}\right) - \left[\frac{q_{u1}}{2}(x - 2,1)^2\right].$$

$$M(x) = 26,18x - 16,22 \times 2,1 \left(x - \frac{2,1}{2}\right) - \frac{12}{2}(x - 2,1)^2.$$

$$M(x) = 26,18x - 34,06x + 35,77 - [6(x^2 - 4,2x + 4,41)].$$

$$M(x) = -6x^2 + 17,32x + 9,31.$$

$$\begin{cases} M(x = 2,1) = 19,21 \text{ [KN.m]} \\ M(x = 3,35) = 0 \text{ [KN.m]} \end{cases}$$

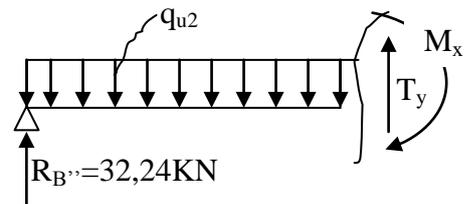
**2<sup>ieme</sup> schéma :**

**1<sup>ier</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 2,7$ .

$$T(x) = R_{B''} - (q_{u2} \times x).$$

$$T(x = 0) \Rightarrow R_{B''} = 32,24 \text{ [KN]}$$

$$T(x = 2,7) = 32,24 - (16,22 \times 2,7) = -11,55 \text{ [KN]}$$



$$T(x) = 0 \Rightarrow R_{B''} - (q_{u2} \times x) \Rightarrow R_{B''} = (q_{u2} \times x) \Rightarrow x = \frac{R_{B''}}{q_{u2}} = \frac{32,24}{16,22} = 1,99 \text{ [m]}$$

$$X = 1,99 \text{ m} \quad ; \quad 1,99 \in [0 ; 2,7].$$

**Calcul des moments fléchissants :**

$$M(x) = R_{B''}x - q_{u2} \frac{x^2}{2} = [32,24 \times x] - \left[\frac{16,22}{2} \times x^2\right]$$

$$M(x) = 32,24x - 8,11 \times x^2.$$

$$\begin{cases} x = 0 \quad ; \quad M(x = 0) = 0 \text{ [KN.m]} \\ x = 2,7 \quad , \quad M(x = 2,7) = 27,92 \text{ [KN.m]} \end{cases}$$

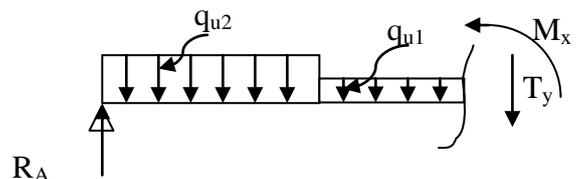
$$M_{max} = M(x = 1,99) = 32,24 \times 1,99 - [8,11 \times (1,99)^2] = 32,04 \text{ [KN.m]}.$$

$$M_{max} = 32,04 \text{ [KN.m]}.$$

**2<sup>ieme</sup> tronçon :**  $2,7 \leq x \leq 4,10$ .

$$T(x) = R_{B''} - q_{u2}(2,7) - q_{u1}(x - 2,7)$$

$$T(x = 2,7) = 32,24 - 16,22 \times 2,7 = -11,55 \text{ [KN]}.$$



$$T(x = 4,10) = 32,24 - 16,22 \times 2,7 - [12 \times (4,10 - 2,1)] = -35,55 \text{ [KN]}.$$

**Calcul des moments fléchissants :**

$$M(x) = R_{B''} \times x - q_{u2} \times 2,7 \left(x - \frac{2,7}{2}\right) - \left[\frac{q_{u1}}{2}(x - 2,7)^2\right].$$

$$M(x) = 32,24x - 16,22 \times 2,7 \left(x - \frac{2,7}{2}\right) - \frac{12}{2}(x - 2,7)^2.$$

$$M(x) = 32,24x - 43,79x + 59,12 - [6(x^2 - 5,4x + 7,29)].$$

$$M(x) = -6x^2 + 20,85x + 15,38.$$

$$\begin{cases} M(x = 2,7) = 27,93 \text{ [KN.m]} \\ M(x = 4,10) = 0 \text{ [KN.m]} \end{cases}$$

**Calcul des moments sur les appuis :**

Pour se calcul on utilise la methode des trois moments

Equation des trois moments

$$M_{n-1} \times l_n + 2M_n(l_n + l_{n+1}) + M_{n+1} \times l_{n+1} = -6EI(w_n^d + w_n^g).$$

Pour calcul les rotation on utilise la methode Verschogaine

$$w = \frac{\sum Y_{Gi} \times \Omega_i}{EI}$$

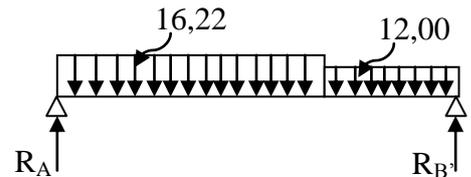
Avec :

$\Omega_i$  : aire d'aspect Graphique.

$w_n^d$ : rotation droite de point n

$w_n^g$ : rotation droite de point n

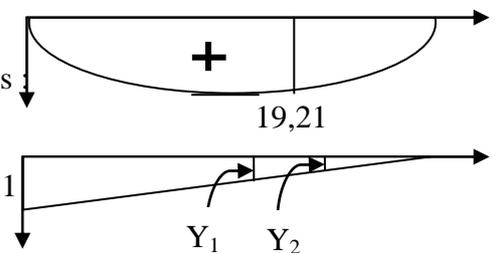
$Y_i$ : la distance entre le sommet de triangle et CDG de parabole de II<sup>ème</sup> degré



$$\begin{cases} W_A^d = 0 \\ W_A^g = \frac{23,739}{EI} \end{cases}$$

Les mêmes étapes pour la 2<sup>ème</sup> travée obtenue les resultats suivantes

$$\begin{cases} W_B^d = \frac{23,285}{EI} \\ W_B^g = \frac{43,199}{EI} \end{cases}$$



$$\begin{cases} W_c^d = \frac{41,814}{EI} \\ W_c^g = 0 \end{cases}$$

Pour n=0

$$2M_0(0 + 3,35) + M_1 \times 3,35 = -6EI \left( 0 + \frac{23,739}{EI} \right)$$

$$6,7M_0 + 3,35M_1 = -142,435.$$

$$M_0 = -\frac{142,435 + 3,35M_1}{6,7} = -20,259 - 0,5M_1$$

Pour n=1

$$M_0 \times l_1 + 2M_1(l_1 + l_2) + M_2 \times l_2 = -6EI(w_1^d + w_1^g).$$

$$3,35 M_0 + 2M_1(3,35 + 4,1) + M_2 \times 4,1 = -6EI \left( \frac{23,285}{EI} + \frac{43,199}{EI} \right).$$

$$3,35 M_0 + 14,9M_1 + 4,1M_2 = -398,901.$$

Pour n=2

$$M_1 \times l_2 + 2M_2(l_2 + l_3) + M_3 \times l_3 = -6EI(w_2^d + w_2^g).$$

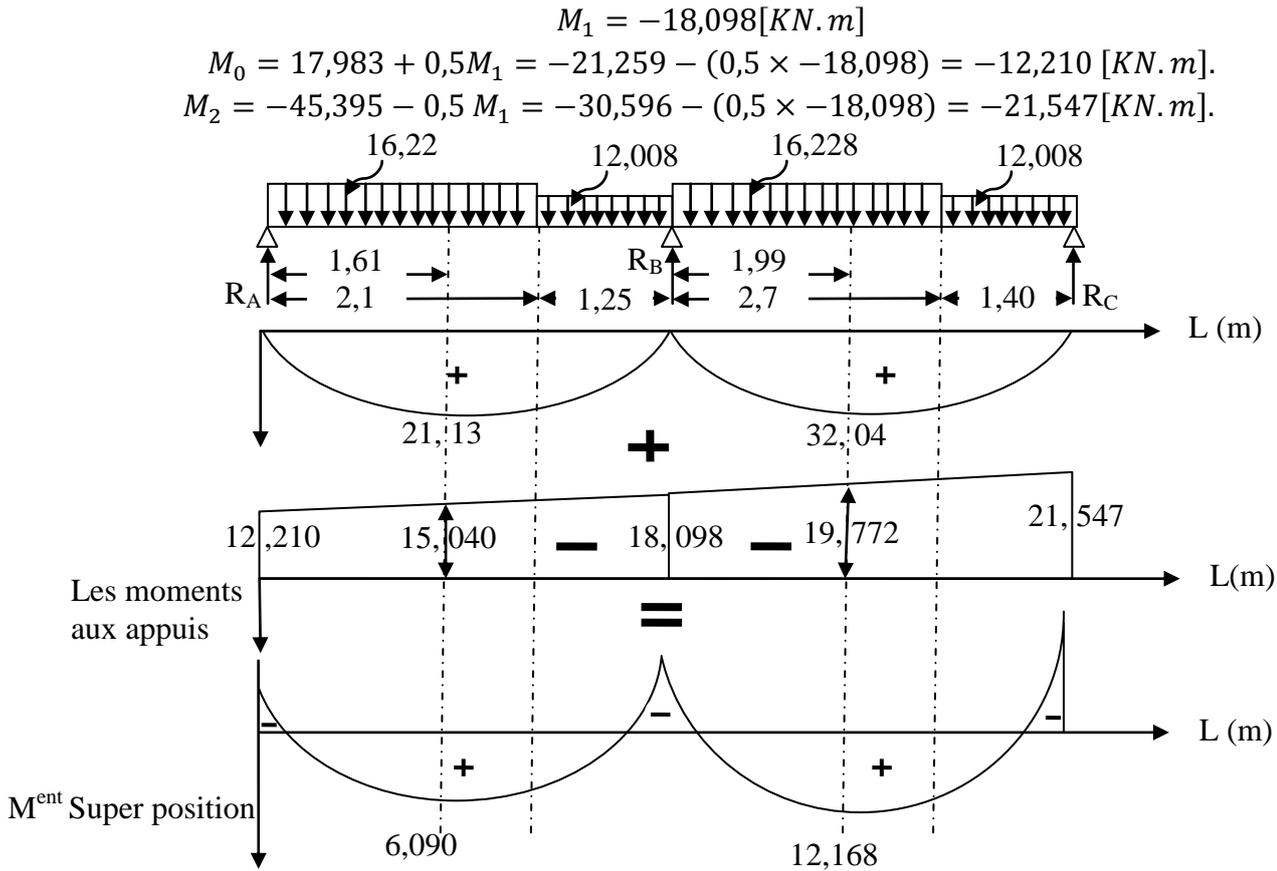
$$4,1 M_1 + 2M_2(4,1 + 0) = -6EI \left( \frac{41,814}{EI} + 0 \right).$$

$$4,1M_1 + 8,2M_2 = -250,885.$$

$$M_2 = -\frac{250,885 + 4,1M_1}{8,2} = -30,596 - 0,5 M_1$$

$$(-3,35 \times (-20,259 - 0,5M_1)) + 14,9M_1 + (-4,1 \times (-30,596 - 0,5 M_1)) = -398,901.$$

$$(14,9 - 0,5 \times (3,35 + 4,1))M_1 = -372,236 + (3,35 \times 20,259 + 4,1 \times 30,596)$$



**Les réactions aux appuis :**

$$\begin{cases} R_A = 26,18 [KN] \\ R_B = R_{B'} + R_{B''} = 22,88 + 32,24 = 55,12 [KN] \\ R_C = 28,35 [KN] \end{cases}$$

**B. Ferrailage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1ml, soumise à la flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédent.

**B= 100 cm C= 2 cm d= 15cm**

**a) Aux appuis**

♣ Calcul de  $\mu_b$  :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{21,547 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0,006 \Rightarrow \beta = 0,997$$

$$\begin{cases} \mu_b = 0,006 \\ \mu_l = 0,392 \end{cases} \Rightarrow \mu_b > \mu_l \Rightarrow SSA$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{21,547}{0,997 \times 15 \times 348} \times 10^3 = 3,75 [cm^2]$$

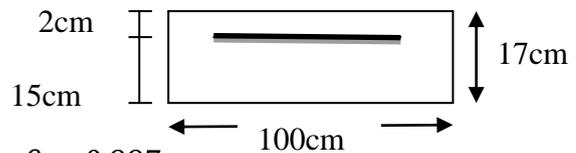
Soit :

$$A_{st} = 3,93 cm^2 = 5HA 10 .$$

Avec : St = 20 cm.

♣ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3,93}{4} \Rightarrow 0,98 [cm^2] \text{ Soit : } A_R = 2,01 [cm^2] = 4 HA8 \text{ Avec : St} = 25 [cm].$$



**a) Aux travées :**♣ Calcul de  $\mu_b$  :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12,268 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,038 \Rightarrow \beta = 0,981$$

$$\begin{cases} \mu_b = 0,038 \\ \mu_l = 0,392 \end{cases} \Rightarrow \mu_b > \mu_l \Rightarrow SSA$$

$$A_t = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{12,268}{0,981 \times 15 \times 348} \times 10^3 = 2,17 [\text{cm}^2]$$

Soit :

$$A_{st} = 2,17 \text{cm}^2 = 4HA10$$

$$\text{Avec : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

♣ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 [\text{cm}^2] \text{ Soit : } A_R = 2,01 [\text{cm}^2] = 4 HA8 \text{ Avec : } S_t = 25 [\text{cm}].$$

**C. Vérification à l'ELU**❖ Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art .A.4.2.1. modifier 99) :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{2,1}{400} = 1,81 [\text{cm}^2]$$

$$\begin{cases} A_{min} = 1,81 [\text{cm}^2] \\ A_a = 3,93 [\text{cm}^2] \\ A_t = 3,14 [\text{cm}^2] \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_a = 3,93 [\text{cm}^2] > A_{min} = 1,81 [\text{cm}^2] \\ A_t = 3,14 [\text{cm}^2] > A_{min} = 1,81 [\text{cm}^2] \end{cases} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{u,max}}{b \times d} \text{ avec } T_{u,max} = 55,12 [\text{KN}].$$

$$\tau_u = \frac{55,12}{1 \times 0,15} = 367,47 [\text{KN/m}^2] = 0,36747 [\text{MPa}].$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right\} = \min \{ 3,33; 5 \text{MPa} \} = 3,33 \text{ MPa (fissuration peu nuisible)}$$

$$\begin{cases} \bar{\tau}_u = 3,33 \\ \tau_u = 0,36747 \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification d'adhérence aux appuis (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 3) :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \text{ avec : } \Psi_s = 1,5 \text{ pour les barres à haute adhérence (HA).}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{u,max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \text{ avec : } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3,14 \times 10 = 157 [\text{mm}]$$

$$\tau_{se} = \frac{55,12 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 157} = 2,60 [\text{MPa}]$$

$$\begin{cases} \bar{\tau}_{se} = 3,15 \\ \tau_{se} = 2,60 \end{cases} \Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de l'ancrage des barres (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 21) :

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 [\text{MPa}].$$

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_{se}} \phi = \frac{400}{4 \times 2,84} \times \phi = 35,21\phi [cm]$$

$$\text{Pour } \phi = 1,0 [cm] \Rightarrow L_s = 35,21 \times 1,0 = 35,21 [cm].$$

Dans ce cas  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre, donc il faut prévoir un ancrage avec des crochets

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

$$\text{En travée : } L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 35,21 = 14,08 [cm]$$

$$\text{En appui : } L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 35,21 = 14,08 [cm]$$

Par exemple : Pour  $\phi = 1,0 \text{ cm}$

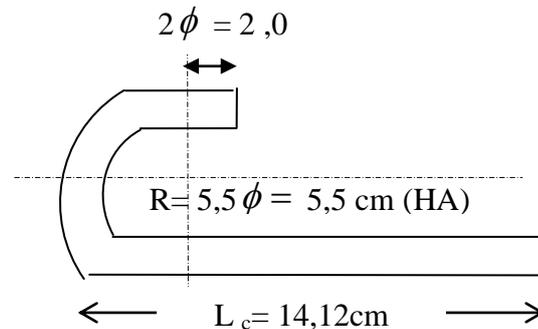


Figure III-4- 2: ancrage courbe d'une barre.

#### ❖ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

Dans le béton (BAEL91 modifié99/ARTA.5.1,313) :

$$\bar{V}_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times b \times d}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 1 \times 0,15}{1,5} = 900 [KN].$$

$$\begin{cases} \bar{V}_u = 900 [KN]. \\ V_u = T_u = 55,12 \end{cases} \Rightarrow V_u < \bar{V}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les aciers : (BAEL91 modifié99/ARTA.5.1,321)

$$A_s > \frac{1,15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_U}{0,9d} \right) \Rightarrow \frac{1,15}{400} \left( 55,12 \times 10^{-3} - \frac{12,268 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,15} \right) = -1,28 \times 10^{-3} < 0$$

➤ Donc aucune condition n'est à vérifier pour les armatures.

#### ❖ Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

##### ✚ Armatures principales :

$$S_t \max = \min\{3h|33cm\} = \min\{3 \times 17cm|33cm\} = \min\{51cm|33cm\}$$

$$S_t \max = 33 [cm]$$

On a l'écartement des barres en appuis (5HA10) et en travée (4HA10) avec des espacements successives de 20cm et de 25cm.

$$S_t = 20cm.$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \Rightarrow S_t \max > S_t \text{ donc la condition est vérifiée}$$

-Armatures de répartition :

$$S_t \max = \min\{4h|45cm\} = \min\{4 \times 17|45cm\} = \min\{68|45cm\}$$

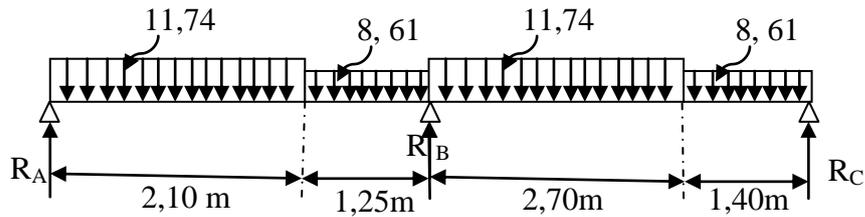
$$S_t \max = 45 [cm]$$

On a l'écartement des barres de répartition  $S_t = 25 \text{ cm}$  (4HA8)

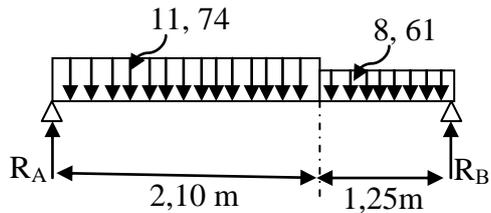
$$\Rightarrow S_t \max > S_t \text{ condition vérifiée}$$

**4 Calcul à l'ELS :**

**Les réactions aux appuis :**



Pour calcul les réactions sur les appuis on doit tout d'abord on divise en deux poutre isostatique



$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_{B'} - [(11,74 \times 2,10) + (8,61 \times 1,25)] = 0$$

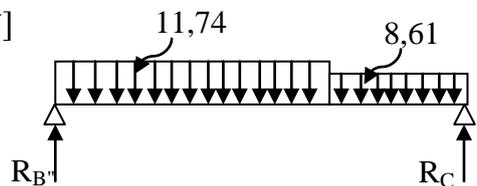
$$\Rightarrow R_A = -R_{B'} + [(11,74 \times 2,10) + (8,61 \times 1,25)] = -R_{B'} + 35,42$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_{B'} \times l - \left[ \left( 11,74 \times \frac{2,1^2}{2} \right) + \left( 8,61 \times 1,25 \times \left( 2,1 + \frac{1,25}{2} \right) \right) \right] = 0$$

$$\Rightarrow R_{B'} \times l = 55,21 \Rightarrow R_{B'} = \frac{55,21}{3,35} = 16,48 \text{ [KN]}$$

$$\Rightarrow R_A = -R_{B'} + 35,42 = -16,48 + 35,42 = 18,94 \text{ [KN]}$$

$$\begin{cases} R_A = 18,94 \text{ [KN]} \\ R_{B'} = 16,48 \text{ [KN]} \end{cases}$$



$$\sum F = 0 \Rightarrow R_C + R_{B''} - [(11,74 \times 2,70) + (8,61 \times 1,40)] = 0$$

$$\Rightarrow R_C = -R_{B''} + [(11,74 \times 2,70) + (8,61 \times 1,40)] = -R_{B''} + 43,75$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_C \times l - \left[ \left( 11,74 \times \frac{2,7^2}{2} \right) + \left( 8,61 \times 1,40 \times \left( 2,7 + \frac{1,40}{2} \right) \right) \right] = 0$$

$$\Rightarrow R_C \times l = 83,78 \Rightarrow R_C = \frac{83,78}{4,10} = 20,43 \text{ [KN]}$$

$$\Rightarrow R_{B''} = -R_C + 43,75 = -20,43 + 43,75 = 23,32 \text{ [KN]}$$

$$\begin{cases} R_{B''} = 23,32 \text{ [KN]} \\ R_C = 20,43 \text{ [KN]} \end{cases}$$

**III-3-6-2) calcul des efforts tranchant et moment fléchissant :**

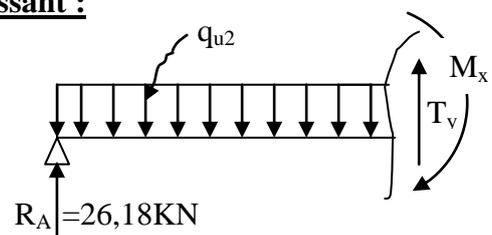
**1<sup>er</sup> schéma**

**1<sup>er</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 2,4$ .

$$T(x) = R_A - (q_{u2} \times x).$$

$$T(x = 0) \Rightarrow R_A = 18,94 \text{ [KN]}$$

$$T(x = 2,1) = 18,94 - (11,74 \times 2,1) = -5,71 \text{ [KN]}$$



$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - (q_{u2} \times x) \Rightarrow R_A = (q_{u2} \times x) \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{u2}} = \frac{18,94}{11,74} = 1,61[m]$$

$$x = 1,61m \quad ; \quad 1,61 \in [0 ; 2,1].$$

**Calcul des moments fléchissants :**

$$M(x) = R_A x - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 18,94 \times x - \frac{11,74}{2} \times x^2$$

$$M(x) = 18,94x - 5,87 \times x^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \quad ; \quad M(x=0) = 0 \text{ [KN.m]} \\ x = 2,1 \quad , \quad M(x=2,1) = 13,89 \text{ [KN.m]} \end{array} \right.$$

$$M_{max} = M(x=1,61) = 18,94 \times 1,61 - [5,87 \times (1,61)^2] = 15,78 \text{ [KN.m]}.$$

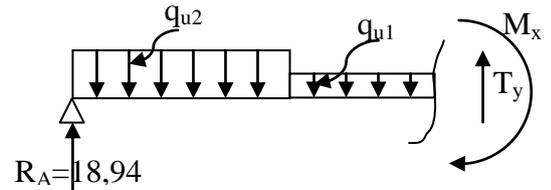
$$M_{max} = 15,78 \text{ [KN.m]}.$$

**2<sup>ieme</sup> tronçon :**  $2,1 \leq x \leq 3,35$ .

$$T(x) = R_A - q_{u2} (2,1) - q_{u1} (x - 2,1)$$

$$T(x=2,1) = 18,94 - 11,74 \times 2,1 = -5,71 \text{ [KN]}.$$

$$T(x=3,75) = 18,94 - 11,74 \times 2,1 - [8,61 \times (3,35 - 2,1)] = -16,48 \text{ [KN]}.$$



**Calcul des moments fléchissants :**

$$M(x) = R_A \times x - q_{u2} \times 2,1 \left( x - \frac{2,1}{2} \right) - \left[ \frac{q_{u1}}{2} (x - 2,1)^2 \right].$$

$$M(x) = 18,94x - 11,74 \times 2,1 \left( x - \frac{2,1}{2} \right) - \frac{8,61}{2} (x - 2,1)^2.$$

$$M(x) = 18,94x - 24,65x + 25,89 - [4,31(x^2 - 4,2x + 4,41)].$$

$$M(x) = -4,31x^2 + 12,39x + 6,88.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x=2,1) = 13,89 \text{ [KN.m]} \\ M(x=3,35) = 0 \text{ [KN.m]} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x=2,1) = 13,89 \text{ [KN.m]} \\ M(x=3,35) = 0 \text{ [KN.m]} \end{array} \right.$$

**2<sup>ieme</sup> schéma**

**1<sup>ier</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 2,7$ .

$$T(x) = R_{B''} - (q_{u2} \times x).$$

$$T(x=0) \Rightarrow R_{B''} = 23,32 \text{ [KN]}$$

$$T(x=2,7) = 23,32 - (11,74 \times 2,7) = -8,38 \text{ [KN]}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_{B''} - (q_{u2} \times x) \Rightarrow R_{B''} = (q_{u2} \times x) \Rightarrow x = \frac{R_{B''}}{q_{u2}} = \frac{23,32}{11,74} = 1,99[m]$$

$$X = 1,99m \quad ; \quad 1,99 \in [0 ; 2,7].$$

**Calcul de moment fléchissant :**

$$M(x) = R_{B''} x - q_{u2} \frac{x^2}{2} = [23,32 \times x] - \left[ \frac{11,74}{2} \times x^2 \right]$$

$$M(x) = 23,32x - 5,87 \times x^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \quad ; \quad M(x=0) = 0 \text{ [KN.m]} \\ x = 2,7 \quad , \quad M(x=2,7) = 20,17 \text{ [KN.m]} \end{array} \right.$$

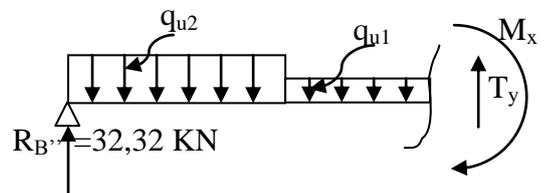
$$\left\{ \begin{array}{l} x = 2,7 \quad , \quad M(x=2,7) = 20,17 \text{ [KN.m]} \end{array} \right.$$

$$M_{max} = M(x=1,99) = 23,32 \times 1,99 - [8,11 \times (1,99)^2] = 23,16 \text{ [KN.m]}.$$

$$M_{max} = 23,16 \text{ [KN.m]}.$$

**2<sup>ieme</sup> tronçon :**  $2,7 \leq x \leq 4,10$ .

$$T(x) = R_{B''} - q_{u2} (2,7) - q_{u1} (x - 2,7)$$



$$T(x = 2,7) = 23,32 - 11,74 \times 2,7 = -8,38[\text{KN}].$$

$$T(x = 4,10) = 23,32 - 11,74 \times 2,7 - [8,61 \times (4,10 - 2,7)] = -20,43 [\text{KN}].$$

**Calcul de moment fléchissant :**

$$M(x) = R_{B''} \times x - q_{u2} \times 2,7 \left( x - \frac{2,7}{2} \right) - \left[ \frac{q_{u1}}{2} (x - 2,7)^2 \right].$$

$$M(x) = 23,32x - 11,74 \times 2,7 \left( x - \frac{2,7}{2} \right) - \frac{8,61}{2} (x - 2,7)^2.$$

$$M(x) = 23,32x - 31,70x + 42,79 - [4,31(x^2 - 5,4x + 7,29)].$$

$$M(x) = -4,31x^2 + 14,89x + 11,37.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x = 2,7) = 21,17[\text{KN.m}] \\ M(x = 4,10) = 0[\text{KN.m}] \end{array} \right.$$

**Calcul des moments sur les appuis :**

Pour se calcul on utilise la methode des trois moments

Equation des trois moments

$$M_{n-1} \times l_n + 2M_n(l_n + l_{n+1}) + M_{n+1} \times l_{n+1} = -6EI(w_n^d + w_n^g).$$

Pour calcul les rotation on utilise la methode Verschoguin

$$w = \frac{\sum Y_{Gi} \times \Omega_i}{EI}$$

Avec :

$\Omega_i$  : aire d'aspect Graphique.

Les mêmes étapes pour la 2ième travée obtenue les resultats suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} W_A^d = 0 \\ W_A^g = \frac{17,724}{EI} \end{array} \right\}; \left\{ \begin{array}{l} W_B^d = \frac{17,354}{EI} \\ W_B^g = \frac{31,425}{EI} \end{array} \right\}; \left\{ \begin{array}{l} W_C^d = \frac{30,415}{EI} \\ W_C^g = 0 \end{array} \right.$$

Pour n=0

$$2M_0(0 + 3,35) + M_1 \times 3,35 = -6EI \left( 0 + \frac{17,724}{EI} \right)$$

$$6,7M_0 + 3,35M_1 = -106,346.$$

$$M_0 = -\frac{142,435 + 3,35M_1}{6,7} = -15,872 - 0,5M_1$$

Pour n=1

$$M_0 \times l_1 + 2M_1(l_1 + l_2) + M_2 \times l_2 = -6EI(w_1^d + w_1^g).$$

$$3,35 M_0 + 2M_1(3,35 + 4,1) + M_2 \times 4,1 = -6EI \left( \frac{23,285}{EI} + \frac{43,199}{EI} \right).$$

$$3,35 M_0 + 14,9M_1 + 4,1M_2 = -292,674.$$

Pour n=2

$$M_1 \times l_2 + 2M_2(l_2 + l_3) + M_3 \times l_3 = -6EI(w_2^d + w_2^g).$$

$$4,1 M_1 + 2M_2(4,1 + 0) = -6EI \left( \frac{30,451}{EI} + 0 \right).$$

$$4,1M_1 + 8,2M_2 = -182,704.$$

$$M_2 = -\frac{182,704 + 4,1M_1}{8,2} = -22,281 - 0,5 M_1$$

$$(-3,35 \times (-15,872 - 0,5M_1)) + 14,9M_1 + (-4,1 \times (-22,281 - 0,5 M_1)) = -292,674.$$

$$(14,9 - 0,5 \times (3,35 + 4,1))M_1 = -372,236 + (3,35 \times 20,259 + 4,1 \times 30,596)$$

$$M_1 = -13,257 [KN.m]$$

$$M_0 = 15,872 + 0,5M_1 = -15,872 - (0,5 \times -13,257) = -9,244 [KN.m].$$

$$M_2 = -22,281 - 0,5M_1 = -22,281 - (0,5 \times -13,257) = -15,652 [KN.m].$$

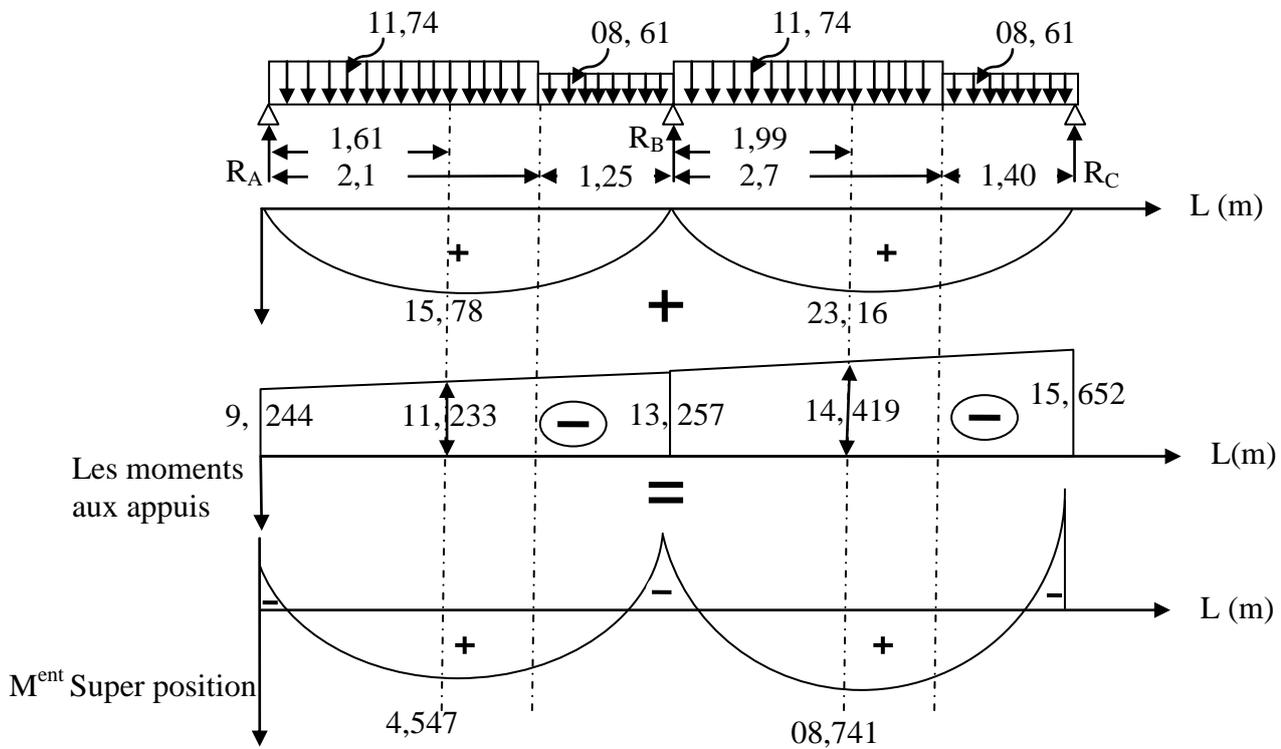


Figure III-4-2 : diagramme des moments selon la méthode des 3 moments à l'ELS.

**C. Vérification à l'ELS**

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

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 15 [MPa]$  (voir chapitre I)

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

$\beta_1$  ;  $K_1$ : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures

comprimées en fonction de  $\rho$ , qui égale à :  $\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d}$

**a) Sur appuis :**

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 15} = 0,260 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,919 \\ K_1 = 46,73 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{15,652 \times 10^6}{0,919 \times 150 \times 3,78} = 3,00 [MPa]$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{3,00}{46,73} = 0,06 [MPa]$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 0,06 [MPa] \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 [MPa] \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**b) En travée**

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 15} = 0,209 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,926 \\ K_1 = 52,57 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{8,547 \times 10^6}{0,926 \times 150 \times 6,78 \times 10^4} = 195,966 [\text{MPa}]$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{195,966}{52,57} = 3,728 [\text{MPa}]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 3,728 [\text{MPa}] \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 [\text{MPa}] \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

• **Vérification de la flèche :**

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

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois Conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t^s}{10M_0} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \end{array} \right.$$

**Avec:**

$h$  : hauteur totale  $h = 1,36$

$L$  : portée entre nus d'appuis  $L = 2,10\text{m}$ .

$M_t$  : moment max en travée ;

$M_0$  : moment max de la travée isostatique ;

$A$  : section des armatures ;

$b_0$  : largeur de la nervure ;

$d$  : hauteur utile de la section droite.

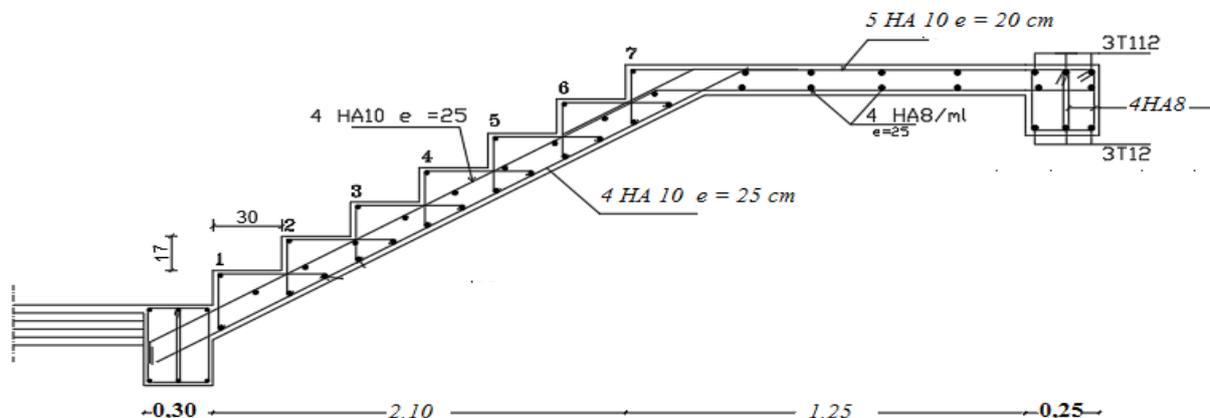
Pour que la flèche soit vérifiée les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \text{ avec : } \frac{h}{L} = \frac{1,36}{2,1} = 0,65 \geq \frac{1}{16} = 0,062 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{L} = 0,65 \geq \frac{M_t^s}{10M_0} = \frac{8,547}{10 \times 23,16} = 0,036 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$3) \frac{3,14}{100 \times 15} = 2,09 \times 10^{-3} \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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



-FERRAILLAGE DES ESCALIERS DE RDC-

**III-5) Les balcons****III-5-1) Etude du balcon :**

Le balcon est considéré comme une console en béton armé encastree à son extrémité. Par ailleurs il est également soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des dispositions constructives spéciales

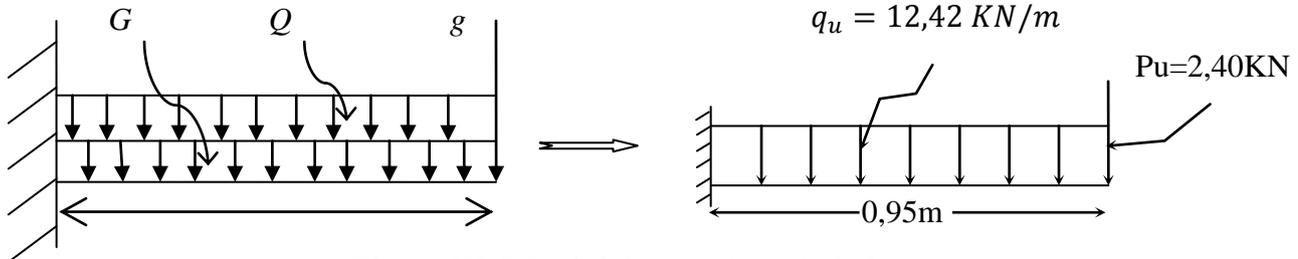


Figure III-5-1 : Schéma statique du balcon

**III-5-1-A) Dimensionnement du balcon :**

$$\text{Epaisseur de la dalle } e \geq \frac{L}{10} = \frac{95}{10} = 9,5 \text{ [cm]} \dots \dots \dots \text{ on prend : } e = 15\text{cm}$$

Avec L : largeur de balcon.

– Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :

- Charges permanentes :  $G_{Balcon} = 5,31\text{KN}/\text{m}^2$ .
- Charges de garde corps en brique creuse de 10cm d'épaisseur :

$$G_{gc} = 1,62 \times 1,1 \times 1 = 1,78\text{KN}.$$

N <sup>0</sup>	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kg/m <sup>3</sup> )	G (kg/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de ciment	0,04	1800	72	0,72
2	Brique creuse	0,10	900	90	0,9
<b>Gtotale</b>				<b>162kg/m<sup>2</sup></b>	<b>1,62KN/m<sup>2</sup></b>

- Surcharges dus à la main courante :  $F = 1 \text{ KN}/\text{m}^2$  applique sur le garde cops de hauteur H=1,1m et ne provoque aucune effort sur balcon.
- Surcharges sur le balcon :  $Q_1 = 3,5 \text{ KN}/\text{m}^2$

**III-5-1-B) Détermination des efforts :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m linéaire.

**III-5-1-C) calcul des sollicitations à L'ELU:****a) Combinaisons de charges :**

$$\text{Pour la dalle : } q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m} = (1,35 \times 5,31 + 1,5 \times 3,5) \times 1\text{m} = 12,42 \text{ [KN/m]}$$

$$\text{Garde du corps : } P_u = 1,35 \times g = 1,35 \times 1,78 = 2,403 \text{ [KN]}$$

**b) Combinaisons de charge à l'EL S:**

$$\text{Pour la dalle : } q_s = (G + Q) \times 1\text{m} = (5,31 + 3,5) = 8,81 \text{ [KN/m]}$$

$$\text{Garde du corps : } P_s = 1 \times 1,78 = 1,78 \text{ [KN]}$$

**III-5-2) Les moments et Les efforts tranchants :**a) **ELU :**✚ **Le moment provoqué par la charge qu est :**

$$* M_{u_1} = - \left( \frac{q_u \times l^2}{2} \right) = - \left( \frac{12,42 \times 0,95^2}{2} \right) = -5,61 [KN.m]$$

✚ **Le moment provoqué par la charge pu est :**

$$M_{u_2} = - P_u \times L = -2,403 \times 0,95 = -2,283 [KN.m]$$

✚ **Le moment total est :**

$$\begin{cases} M_u = M_{u_1} + M_{u_2} = -7,89 [KN.m] \\ V_u = q_u \times l + P_u = -12,42 \times 0,95 - 2,403 = -14,20 [KN] \end{cases}$$

b) **ELS:**

$$\begin{cases} M_s = - \left( \frac{q_s \times l^2}{2} + P_s \times l \right) = -5,67 [KN.m] \\ V_s = q_s \times l + P_s = -10,15 [KN] \end{cases}$$

**Nota :** Le signe (-) veut dire que la fibre supérieure est tendue**III-5-3) Ferrailage de balcon (BAEL91modifie99) :**

Le ferrailage se fait à L'ELU en considérant que la fissuration est très préjudiciable en considérant une section de 1,00 m de largeur et de 15cm d'épaisseur.

Le balcon sera calculé en flexion simple pour une bande de 1m de largeur. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement

$$\text{Soit : } M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + p_u \times l = -7,89 [KN.m]$$

- **Effort tranchant :**

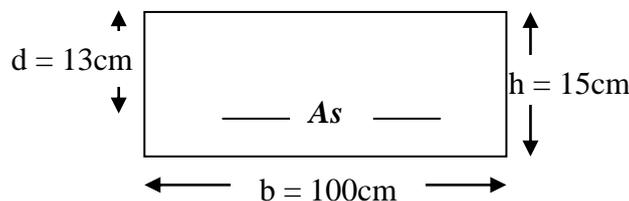
$$V_u = q_u \times l + P_u = -14,20 [KN]$$

Application :

- Calcul de la section d'armatures à la flexion simple :

$$\text{Soit : } h = 15 [cm] \quad d = 13 [cm] \quad c = 2 [cm] \quad b = 1 [m] = 1000 [mm].$$

$$M_u = -7,89 [KN.m] \quad V_u = -14,20 [KN] \quad N_u = 0 [KN].$$

a) **Les Armatures principales  $A_s$  (armateurs partie supérieures) :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{7,96 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,033 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

Car :  $\mu_{limite} = 0,392$  pour Fe400.

$$\beta = 0,9835 \quad \rightarrow A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7,89 \times 10^6}{0,9835 \times 130 \times 34800} = 1,77 cm^2$$

On adopt 5HA8  $\rightarrow A = 2,51 cm^2$ ,  $S_{t1} = 20cm$

- **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,6275 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA 8 →  $A_r = 2,01 \text{ cm}^2$ ,  $S_{t2} = 25 \text{ cm}$

**b) Vérifications :**

**a. condition de non fragilité : (BAEL91.Art A4.2)**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,569 \text{ cm}^2$$

donc  $A_s = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,569 \text{ cm}^2$  «condition vérifiée»

**b. Ecartement des barres :**

Pour les armatures principales :  $S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

$S_{t1} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$  ..... «condition vérifiée»

Pour les armatures de répartition :  $S_t \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

$S_{t2} = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$  ..... «Condition vérifiée »

**c. Vérification à l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0,15f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} \quad \text{«Fissuration préjudiciable»}$$

$$\tau_u = \frac{14,20 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,11 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,75 \text{ MPa} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

• **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres : (BAEL91.Art A 6.1.3)**

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times \pi \times 8 = 125,6 \text{ mm}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{14,20 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 125,6} = 0,97 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

**-Vérification à l'E.L.S :**

❖ **Vérification de la résistance du béton à la compression (BAEL91 modifiées 99 Art A.4.5 .2) :**

On doit avoir  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ [MPa]}$ .

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s.$$

$$M_S = -5,67 \text{ [KN.m]} \quad \text{et} \quad A_S = 2,51 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_S}{b \times d} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 13} = 0,193$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,929 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{55,42} = 0,018$$

$$\sigma_s = \frac{M_S}{\beta_1 \times d \times A_S} = \frac{5,67 \times 10^6}{0,929 \times 130 \times 251} = 185,06 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0,018 \times 185,06 = 3,331 < 15 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

L'état limite de compression du béton est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

❖ **Etat limite d'ouverture des fissurations [BAEL91 modifiée 99/Art A.4.5, 3] :**

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

Avec  $\eta$  c'est le coefficient de fissuration qui vaut 1,6 pour les aciers en HA

$$\sigma_s = 185,06 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_s = 206,63 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la flèche : [BAEL.99/Art B.6.5, 2] :**

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

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{cases} \quad tq : M_0 = M_{max} = 5,67 \text{ KNm}$$

$$1) \frac{15}{95} = 0,158 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{l} = 0,158 \geq \frac{M_s}{10M_0} = \frac{5,67}{10 \times 5,67} = 0,10 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2,51}{100 \times 13} = 0,002 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$h$  : la hauteur total du plancher.

$L$  : la portée libre du balcon.

$M_t$  : moment fléchissant max de service en travée.

$M_0$  : moment isostatique de service.

$b$  : la largeur de la section étudiée.

$f_e$  : limite élastique des armatures tendue

**III-5-4) CONCLUSION:**

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

Après les calculs et les vérifications effectuées, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- **Armatures principales** :  $A_s=5\text{HA}8=2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement de 20 cm.
- **Armatures de répartition** :  $A_r=4\text{HA}8=2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement de 25 cm.

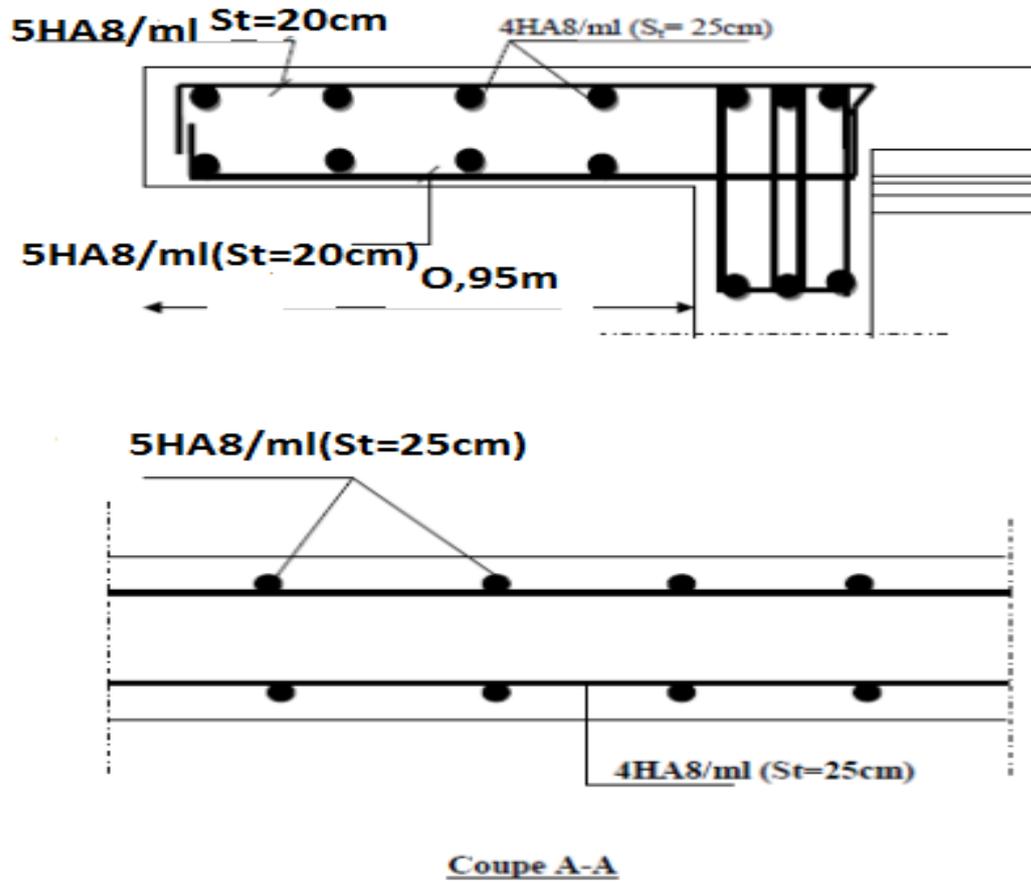


Figure III.3.2 : Ferrailage du balcon

**III-6) Calcul de la salle machine:****III-6-1) Introduction :**

Notre immeuble est constitué de deux cages d'ascenseurs de caractéristiques identiques, de surface  $(1,72 \times 1,84) m^2$ , de vitesse d'entraînement  $V = (1 m/s)$

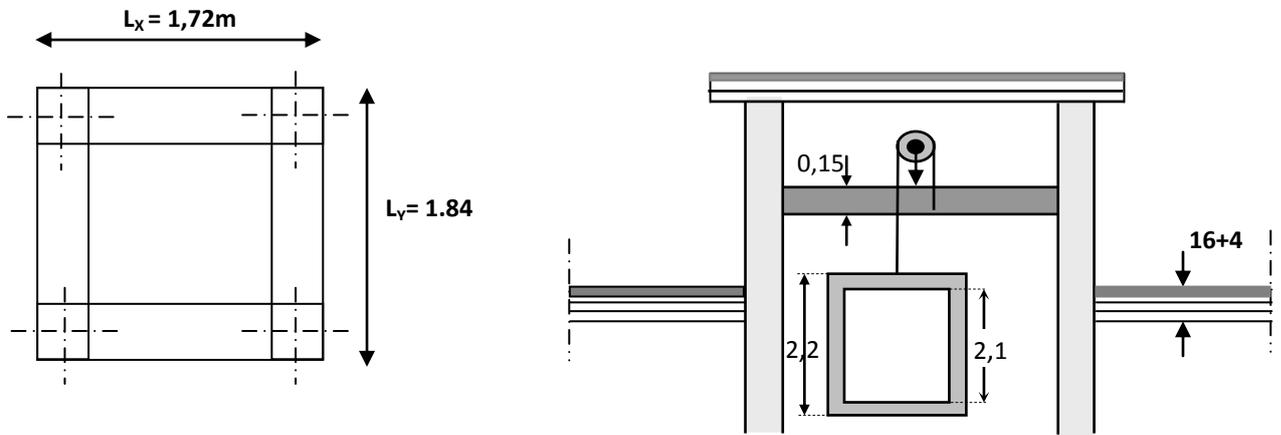
**I-1) Caractéristiques de l'ascenseur :**

Fig. III-6-1 : schéma salle machine

$$L_x = 1,72m \quad ; \quad L_y = 1,84m \quad ; \quad S = 3,16 [m^2]$$

Les constructeurs fixent pour l'ascenseur une charge nominale pour un nombre de personnes (08 personnes), pour qu'il garantisse un fonctionnement nominal.

La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de neuf (9) tonnes.

**Poids total :**  $Q = 9$  tonnes et  $V = 1 m/s$

**La surface de la cabine :**  $1,72 \times 1,84 = 3,16 m^2$

**III-6-2) Calcul de la dalle pleine sous charge localisée :****Hypothèse :**

- La dalle est coulée sur place.
- La machine est centrée au milieu.
- La dalle est soumise à une charge localisée.
- Pour le calcul de cette dalle, on utilisera les abaques de « Pigeaud ».

**➤ Pré dimensionnement :**

\* La dalle n'est pas continue (isolé) car il est en dalle pleine et entourée par de plancher en corps creux.

$$* \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,93.$$

$$0,4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,93 \leq 1 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les 02 sens.}$$

$$\text{Soit: } \frac{L_x}{L_y} = 0,9$$

Donc ;

**Hauteur de la dalle « h » :**

$$h \geq \frac{L_x}{30} = \frac{172}{30} = 5,733 \text{ [cm]} \Rightarrow \text{pour un panneau isolé travaillant dans les 02 directions.}$$

Le critère de résistance au feu donne également :  $h = 11 \text{ [cm]}$

Le **R.P.A** impose que  $h_{\min} = 12 \text{ cm}$ . Donc on prend :  **$h = 15 \text{ cm}$**

La dalle est soumise à une charge localisée ; son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent d'évaluer les moments dans les deux directions, en plaçant la charge à des distances symétriques du panneau de la dalle.

**➤ Calcul de U et V :**

$$U = U_0 + 2h_r + h_0 \quad ; \quad V = V_0 + 2h_r + h_0$$

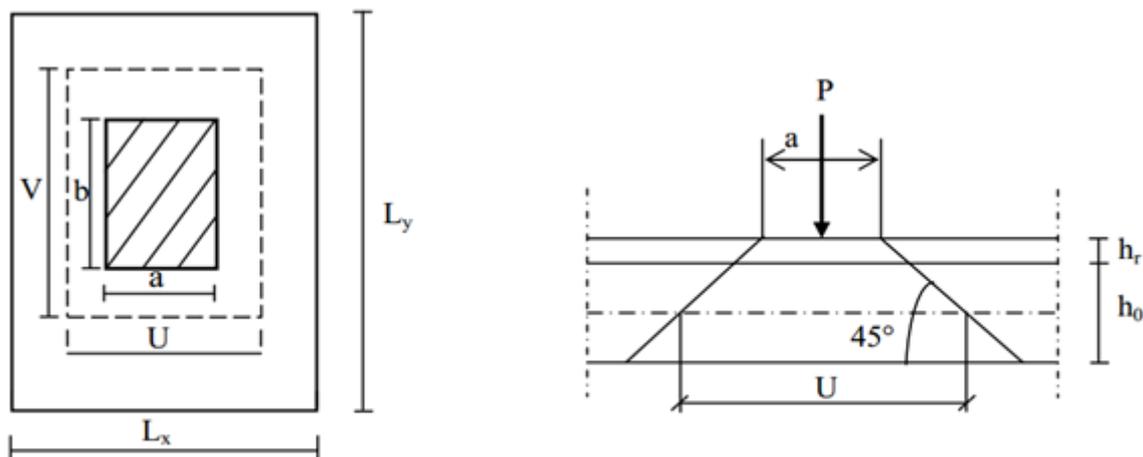


Fig. III-2 : Répartition de la charge localisée sur la dalle

- U, V : représente les cotes du rectangle sur lequel s'applique la charge (P) compte tenu de la diffusion à 45° dans le revêtement et le béton.
- Epaisseur de la dalle  $h_0 = 15 \text{ cm}$ .
- Epaisseur du revêtement  $h_r = 5 \text{ cm}$ .
- $a = b = 80 \text{ cm}$  (Coté du rectangle dans lequel la charge  $q$  est concentrée).

$$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}; \quad h_r = 5 \text{ [cm]}.$$

$$\Rightarrow \begin{cases} U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ [cm]} \\ V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ [cm]} \end{cases}$$

**➤ Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  :**

Les moments au milieu de la dalle pour une bande de 1m de largeur dans le sens de la petite portée et de la grande portée sont respectivement :

$$\begin{cases} M_{x1} = P (M_1 + \nu M_2) \\ M_{y1} = P (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \nu : \text{Coefficient de poisson} \Rightarrow \begin{cases} \nu = 0 \Rightarrow \text{ELU} \\ \nu = 0,2 \Rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

**À L'ELU : ( $\nu = 0$ )**

$M_1$  et  $M_2$  : sont des coefficients à déterminer à partir des abaques de Pigeaud suivant

le rapport:  $\frac{U}{L_x}$  et  $\frac{V}{L_y}$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{172} = 0,61 ; \frac{V}{L_y} = \frac{105}{184} = 0,57$$

Les valeurs de  $M_1$  et  $M_2$  sont données dans le tableau de Pigeaud relatif à :  $\rho = 0,9$

$$\begin{cases} \frac{U}{L_x} = 0,6 \\ \frac{V}{L_y} = 0,6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,085 \\ M_2 = 0,067 \end{cases}$$

On a:  $q_u = 9 t = 90KN$

$P = 1,35 \times q_u = 1,35 \times 90 = 121,5KN$

$\{ M_{x1} = P(M_1 + \nu M_2) = 121,5 \times (0,085) = 10,3275 [KN.m]$

$\{ M_{y1} = P(M_2 + \nu M_1) = 121,5 \times (0,067) = 8,1405 [KN.m]$

### III-6-2-3) Calcul de la dalle sollicitée par une charge uniformément répartie :

#### ● Calcul de $M_{x2}$ et $M_{y2}$ :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_x^2 \end{cases}$$

$$\rho = 0,9 \quad \text{Abaque de Pigeaud} \quad : \begin{cases} \mu_x = 0,0458 \\ \mu_y = 0,778 \end{cases}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$\color{blue}{\oplus} \text{ Poids propre : } G = 25 \times 0,15 = 3,75KN/m^2$$

$$\color{blue}{\oplus} \text{ Charge d'exploitation : } Q = 1KN/m^2$$

$$q_u = [1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1] \times 1m = 6,5625KN/ml$$

Donc :

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0458 \times 6,5625 \times (1,72)^2 = 0,889 [KN.m] \\ M_{y2} = 0,778 \times 0,889^2 = 0,615 [KN.m] \end{cases}$$

### III -6-2-4) Superposition des moments (Charge concentrée + charge uniformément répartie) :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10,3275 + 0,889 = 11,2165 [KN.m] \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8,1405 + 0,615 = 8,7555 [KN.m] \end{cases}$$

**Moment en travée :**  $M^t = 0,85M$  (pour les travées de rive).

Dans notre cas on a un panneau isolé donc on considère que les travées sont des travées de rive.

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85M_x = 9,534 KN.m \\ M_y^t = 0,85M_y = 7,442KN.m \end{cases}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on aura donc :

### **Moment aux appuis :**

$M^a = -0,3M$  (pour les travées de rive)

$$\begin{cases} M_x^a = -0,3M_x = -3,365 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0,3M_y = -2,627 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On prend le moment le plus grand en valeur absolu donc:  $M_x^a = -3,365 \text{ [KN.m]}$ .

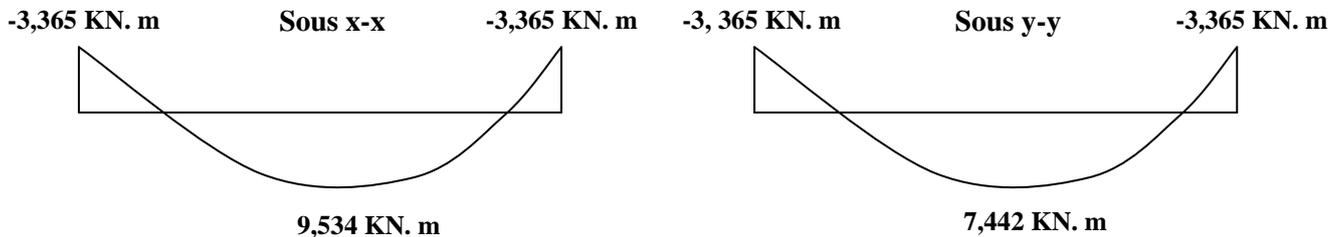


Fig. III-3 : Les moments en travées et aux appuis dans les 02 directions.

### III-6-3) Calcul de la section d'armature (pour une bande de 1m de largeur) :

#### a) Sens x-x :

- En travée :

Calcul de moment réduit :  $\mu_b = \frac{M_x^t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{9,534.10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,039$

tq:  $b = 1\text{m} = 100\text{cm}$   $c = 2\text{cm}$   $h = 15\text{cm}$   $d = h - c = 13\text{cm}$ .

On a:  $\mu_b = 0,0397 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  **section simplement armé**

$$\mu_b = 0,0397 \Rightarrow \beta = 0,9805$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{9,534.10^6}{0,9805 \times 130 \times 348} = 214,9 \text{ mm}^2 \approx 2,15 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_t = 5\text{HA}10/\text{ml} = 3,93 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 20\text{cm}$

#### b) Sens y-y :

- En travée :

Calcul de moment réduit :  $\mu_b = \frac{M_y^t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{7,442.10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,0310$

On a:  $\mu_b = 0,0310 < \mu_l = 0,392$  **section simplement armé.**

$$\mu_b = 0,0310 \Rightarrow \beta = 0,9845.$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7,442 \times 10^6}{0,9845 \times 130 \times 348} = 167 \text{ [mm}^2] \approx 1,67 \text{ [cm}^2].$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{7,442.10^6}{0,9845 \times 130 \times 348} = 167 \text{ mm}^2 = 1,67 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_t = 5\text{HA}8/\text{ml} = 2,51 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 20\text{cm}$

- Aux appuis dans les deux directions:

Calcul de moment réduit :  $\mu_b = \frac{Ma}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{3,365.10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,014$

On a:  $\mu_b = 0,014 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  **SSA**

$$\mu_b = 0,014 \Rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_x^a = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{3,365 \times 10^6}{0,993 \times 130 \times 348} = 74,91 \text{ mm}^2 \approx 0,75 [\text{cm}^2].$$

On opte pour  $A_a = 5\text{HA}10/\text{ml} = 3,93\text{cm}^2$  avec  $S_t = 20\text{cm}$  ( $A_a$  dans la partie supérieure car le moment est négative).

### III-6-4) Vérification à l'ELU :

#### a) Condition de non fragilité du béton (Art B.7.4/BAEL 91) :

Il convient de calculer les sections minimales dans chacune des deux directions afin de s'assurer en suite que les sections  $A_x$  et  $A_y$ , déterminées à partir des sollicitations de calcul, sont bien supérieures à ces valeurs minimales.

Sens X-X :

$$\omega = \frac{A_{x_{min}}}{b \times h} \geq \omega_0 \frac{(3 - \rho)}{2}$$

$$A_{x_{min}} \geq \omega_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2}\right) \times b \times h = 0,8 \times 10^{-3} \times \left(\frac{3 - 0,9}{2}\right) \times 100 \times 15 = 1,26 [\text{cm}^2]$$

$$\text{Avec } \rho = \frac{l_x}{l_y} \quad \omega_0 = 0,0008 \text{ pour FeE400}$$

**Sur appuis :**

$$A_y^a = A_x^a = 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2 \geq A_{x_{min}} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**En travée :**

$$A_y^t = 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2 \geq A_{x_{min}} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Sens Y-Y :

$$\varpi_y = \frac{A_{y_{min}}}{b \times h} \geq \varpi_0 \Rightarrow A_{y_{min}} \geq \varpi_0 \times b \times h$$

$$A_{y_{min}} = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 [\text{cm}]$$

$$A_y^t = 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2 \geq A_{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

#### b) Diamètre des barres :

On doit vérifier que :  $\Phi \leq \Phi_{max} = \frac{h}{10}$

$\Phi$ : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\Phi = \frac{150}{10} = 15\text{mm}$$

Nous avons choisi des HA10 et HA8, donc la condition est vérifiée.

#### b) Ecartement des barres (BAEL91.Art. A.8.2.42) :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures  $A_x // L_x : S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$ .

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures  $A_y // L_y : \min(4h ; 45 \text{ cm})$

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**d) Poinçonnement (Art. A.5.2.42/BAEL 91) :**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition suivante est vérifiée :  $P \leq Q_u = 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$Q_u$ : Charge de calcul à l'ELU

$\mu_c$ : Périmètre de contour

$h$ : Epaisseur totale de la dalle

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(105 + 105) = 420 \text{ cm.}$$

$$Q_u = \frac{0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times 25000}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

$$P = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

On a :  $P = 121,5 \text{ KN} < Q_u = 472,5 \text{ KN}$  ... .. Condition vérifiée

Donc, la dalle ne nécessite pas d'armatures transversales.

**e) Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} \leq 0,07 \frac{f_{c_j}}{\gamma_b}$$

**Au milieu de Ly :**

$$T_u = \frac{P}{2L_y + L_x} \text{ avec : } P = 90 \times 1,35 = 121,5 \text{ [KN].}$$

$$T_u = \frac{121,5}{2 \times 1,84 + 1,72} = 22,5 \text{ [KN].}$$

**Au milieu de Lx:**

$$T_u = \frac{P}{3L_y} = \frac{121,5}{3 \times 1,84} = 22,01 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{22,5 \cdot 10^3}{1000 \times 130} = 0,17 \text{ MPa}$$

$$0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,17 \text{ MPa} < 1,17 \text{ MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée

**III-6-5) Vérification de l'E.L.S  $\nu = 0,2$ :****Les moments à l'E.L.S**

Moments engendrés par le système de levage

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) P_s.$$

$$M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) P_s.$$

$P_s = 90 \text{ KN}$

$$M_{x1} = (0,085 + 0,2 \times 0,067) \times 90 = 8,86 \text{ [KN.m].}$$

$$M_{y1} = (0,067 + 0,2 \times 0,085) \times 90 = 7,56 \text{ [KN.m].}$$

Moments engendrés par le poids propre de la dalle

$$q_s = G + Q = (25 \times 0,15) + 1 = 4,75 \text{ [KN/m}^2\text{].}$$

$$\rho = 0,90 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0458 \\ \mu_y = 0,778 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0,0458 \times 4,75 \times (1,72)^2 = 0,64 [KN.m] \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,50 [KN.m] \end{cases}$$

### Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8,86 + 0,64 = 9,5 [KN.m]. \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,56 + 0,50 = 8,06 [KN.m] \end{cases}$$

Contrainte de compression dans le béton :

### Sens x-x

Aux appuis :  $M_x^a = -2,85 [KN.m]$  (signe(-) les armateurs dans la partie supérieure)

On doit vérifier

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{100 \times 13} = 0,302 \Rightarrow K = 42,47 \text{ et } \beta = 0,914.$$

$$\sigma_s = \frac{M_x^a}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{2,85 \times 10^6}{0,914 \times 130 \times 3,93 \times 10^2} = 61,03 [MPa].$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{61,03}{42,47} = 1,43 < 15 [MPa] \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**En travée :**  $M_x^t = 8,075 [KN.m]$ .

On doit vérifier

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{100 \times 13} = 0,260 \Rightarrow K = 46,73 \text{ et } \beta = 0,919.$$

$$\sigma_s = \frac{M_x^t}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{8,075 \times 10^6}{0,919 \times 130 \times 3,93 \times 10^2} = 199,38 [MPa].$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{199,38}{46,73} = 4,42 < 15 [MPa] \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

On trouve aussi que la condition est vérifiée dans le sens y-y.

### Etat limite de fissuration

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

### **3) Vérification de la flèche :**

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ses côtés, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\begin{aligned} 1) \frac{h}{L} &\geq \frac{1}{16} \\ 2) \frac{h}{L} &\geq \frac{M_t}{10M_0} \\ 3) \frac{A_s}{b \times d} &\leq \frac{4,2}{F_e} \end{aligned}$$

$h$  : Hauteur de la dalle

$M_u^t$  : Moment en travée dans le sens  $x - x$

$M_x$  : Moment isostatique de référence dans la direction  $x - x$  pour une bande de 1m

$A_x$  : Section d'armature /ml

$b$  : Largeur de la bande ; égale à 1m

$d$  : Hauteur utile de la bande.

$$a) \frac{h}{L_x} = \frac{15}{172} = 0,08 > \frac{1}{16} = 0,0625$$

$$b) \frac{h}{L_x} = \frac{15}{172} = 0,08 > \frac{M_{tu}}{L_x} = \frac{9,534}{20 \times 11,2165} = 0,042$$

$$c) \frac{A_x}{b \times d} = \frac{3,93}{100 \times 13} = 0,0030 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105$$

**Conclusion :**

On conclut qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche. Et nous avons adopté le ferrailage suivant :

☞ **Sens x-x :**

Appuis : 5 HA10 = 3,93 [ cm<sup>2</sup> /ml ] avec un espacement de 20 [cm].

Travée : 5 HA10 = 3,93 [ cm<sup>2</sup> /ml ] avec un espacement de 20 [cm].

☞ **Sens y-y :**

Appuis : 5 HA10 = 3,93 [ cm<sup>2</sup> /ml ] avec un espacement de 20 [cm].

Travée : 5 HA 8 = 2,51 [ cm<sup>2</sup> /ml ] avec un espacement de 20 [cm].

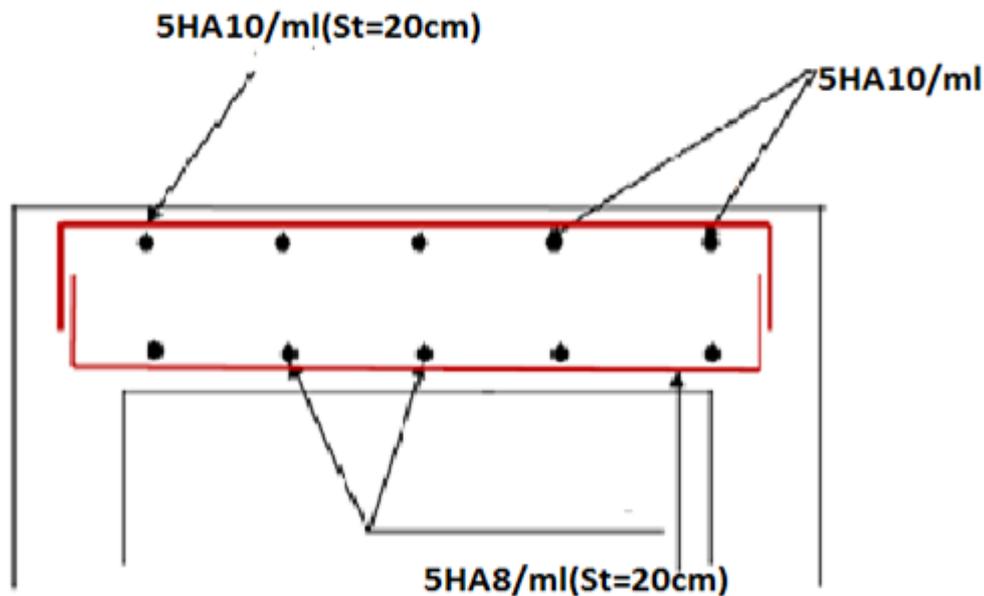


Fig. III-6-4 : ferrailage dans le sens X-X de salle machine.

**III-7. Etude de porte à faux :**

**III-7-1.Introduction :**

il sera assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre réaliser en corps creux avec une poutre de chaînage.

**III-7-2.Etude de la poutre de chaînage :**

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, destinée à supporter son poids propre et le poids des cloisons extérieures.

Pour le ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal).

**III-7-2-1.Prédimensionnement :**

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

- **La hauteur  $h_t$  :**

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

Avec :

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

- **La largeur  $b$  :**

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

Sachant que  $L = 350 - 30 = 320$  cm

$$\frac{L}{15} = \frac{320}{15} = 21,33 \text{ cm et } \frac{L}{10} = \frac{320}{10} = 32 \text{ [cm]}$$

Ce qui donne  $21,33 \leq h_t \leq 32$

On prend  $h_t = 30$ cm

Par conséquent la largeur  $b$  sera :

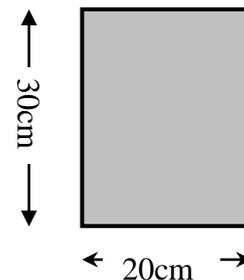
$$0,4 h_t = 12 \text{ cm ; } 0,7 h_t = 21 \text{ cm}$$

On prend  $b = 20$  cm.

Donc la poutre aura pour dimension ... ..  $b \times h = 20 \times 30$ [cm<sup>2</sup>].

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

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



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

**REMARQUE :**

On remarque bien que les conditions imposées par le **RPA99 (modifié 2003)** sont toutes vérifiées, donc la section adoptée est  $(20 \times 30)$  cm<sup>2</sup>.

**III-7-2-2. Evaluation des charges et surcharges :**

❖ **Les charges permanentes :**

✓ Poids propre de la poutre :  $G_p = 0,20 \times 0,30 \times 25 = 1,5$  [KN/ml]

Poids du mur (double cloison) :  $G_{mur} = p_{mur} \times h_0$

Avec :  $h_0$  : hauteur libre d'étage.

$$G_{mur} = (3,06 - 0,3) \times 2,36 = 6,51 \text{ [KN/ml]}.$$

✓ Poids du plancher :  $(5,50 \times 0,65/2) = 1,79$  [KN/ml].

$$G_T = 9,80 \text{ [KN/ml]}.$$

❖ **La charge d'exploitation :**

$$Q = 3,5 \times (0,65/2) = 1,14 \text{ [KN/ml]}.$$

**III-7-2-3. Combinaisons de charges :**

✓ **ELU :**  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 9,80 + 1,5 \times 1,14 = 14,94 \text{ [KN/ml]}.$

✓ **ELS :**  $q_s = G + Q = 9,80 + 1,14 = 10,94 \text{ [KN/ml]}.$

**III-7-2-4. Etude de la poutre a l'ELU :**

On considère la poutre comme étant simplement appuyée.

**a. Calcul des efforts :**

• **Calcul des moments :**

Afin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients tel que :

**En travée :**

$$M_t = 0,85 \times 14,94 \times (3,5^2/8) = 19,45 \text{ [KN.m]}$$

**Aux appuis :**

$$M_a = -0,30 \times 14,94 \times (3,5^2/8) = -6,86 \text{ [KN.m]}$$

• **Calcul des réactions d'appuis:**

$$R_A = R_B = q_u \times \frac{l}{2} = 14,94 \times \frac{3,5}{2} = 26,15 \text{ [KN]}$$

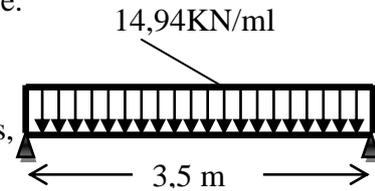


Figure III-7-2 : Schéma statique de calcul à L'ELU.

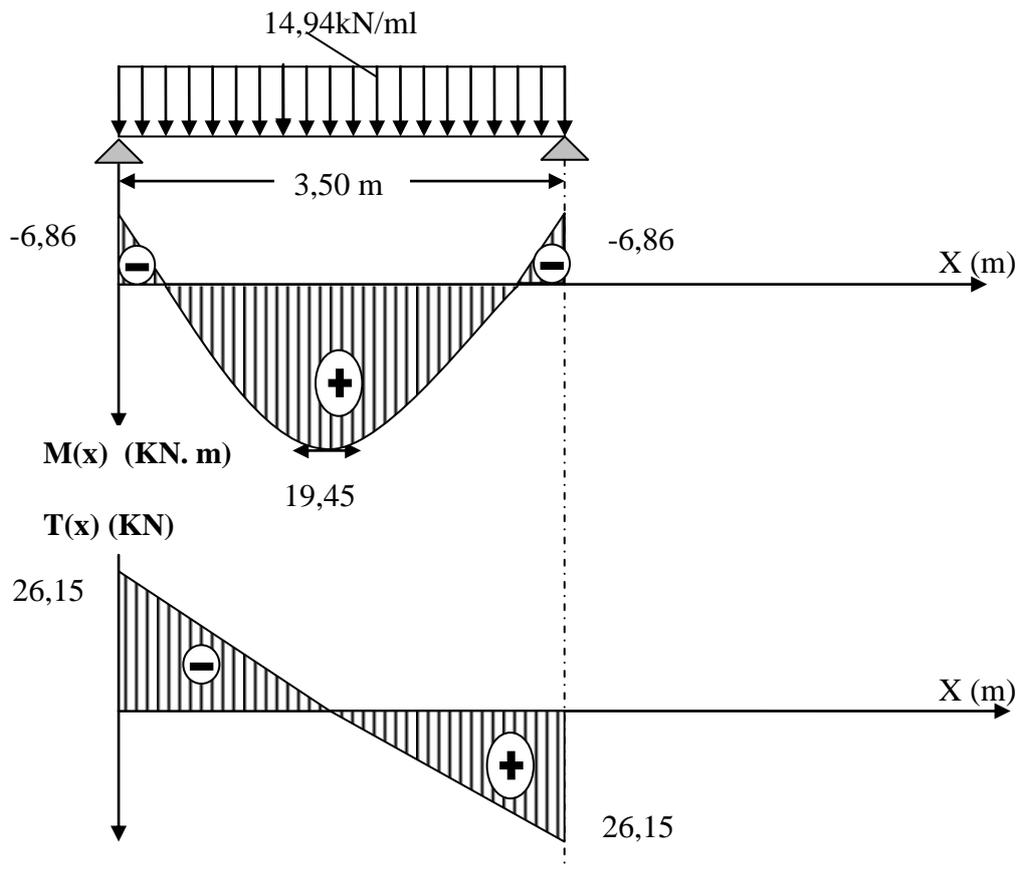


Figure- III-7-3. Diagramme des efforts internes à L'ELU.

**b. Calcul des armatures longitudinales :**• **Entravée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{19,45 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14,2} = 0,087$$

$$\mu = 0,087 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

A partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondante

$$\mu = 0,087 \Rightarrow \beta = 0,9545$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{19,45 \times 10^3}{0,9545 \times 28 \times 348} = 2,091$$

Choix des armatures : on prendra **2HA 12=2,26 cm<sup>2</sup>**

• **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,86 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14,2} = 0,031$$

$$\mu = 0,031 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

A partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondante

$$\mu = 0,031 \Rightarrow \beta = 0,9845$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6,86 \times 10^3}{0,9845 \times 28 \times 348} = 0,72 [\text{cm}^2]$$

Choix des armatures : on prendra **2HA10 =2,26 cm<sup>2</sup>**

**III-7-2-5. Vérification à l'ELU: (BAEL 91 modifiées 99)**❖ **Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1, BAEL91) :**

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

$$A_{min} = 0,68 < (A_t = 2,26 [\text{cm}^2]; A_a = 2,26) \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

❖ **Vérification aux cisaillements (Art A.5.1, 1) :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{26,15}{0,20 \times 0,28} = 466,96 [\text{KN/m}^2] = 0,467 [\text{MPa}].$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{t28}; 4 \text{MPa} \right\} = \min \{ 2,5; 4 \text{MPa} \}$$

$$= 2,5 [\text{MPa}] \text{ (Pour la fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0,467 [\text{MPa}] < \bar{\tau}_u = 2,5 [\text{MPa}] \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Art A.5.1, 313):****1. dans le béton (BAEL modifié 99 Art A.5.1.313) :**

$$V_u \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 26,15 [\text{KN}] \leq 0,4 \times 20 \times 0,9 \times 28 \times \frac{2,5}{1,5} = 336 [\text{KN}] \dots \dots \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

$$A_a = 2,26 \geq \frac{1,15}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left( 26,15 + \frac{6,86}{0,9 \times 0,28} \right) = 0,15 \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

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

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} ; \sum U_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 2 \times 3,14 \times 12 = 75,36 [mm].$$

$$\tau_{se} = \frac{26,15 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 75,36} = 1,38 [MPa]$$

$$\overline{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 [MPa].$$

$$\tau_{se} = 1,38 [MPa] < \overline{\tau}_{se} = 3,15 [MPa] \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

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

$$\overline{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 [MPa].$$

$$L_s = \max \begin{cases} L_s = \frac{\varnothing f_e}{4 \overline{\tau}_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \\ L_s = 40 \times \varnothing = 40 \times 1,2 = 48 \\ L_s = 48 [cm]. \end{cases}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets :

$$L_c = 0,4 \times 48 = 19,20 [cm]$$

Soit :  $L_c = 19,20 [cm]$ .

❖ **Calcul des armatures transversales (BAEL 91 modifié 99 Art A.7.2, 2) :**

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35} ; \frac{b}{10} ; \varnothing_1 \right\} = \min \left\{ \frac{30}{35} ; \frac{20}{10} ; 12 \right\}.$$

$$\varnothing_t \leq \min \{ 0,875 ; 2 ; 12 \}.$$

soit :  $\varnothing_t = 8 [mm] \leq 8,75 [mm]$ .

On prend un cadre et un étrier en HA8 ;  $4HA8 = 2,01 cm^2$

Selon le (BAEL 91 modifié 99 Art A.5.1, 21) L'espacement des plans successifs des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$S_t \leq \min(0,9 \times d ; 40 [cm]) = \min(0,9 \times 28 ; 40 [cm]) = \min(25,20 ; 40 [cm]) = 25,20 [cm]$$

Soit :  $S_t = 25 [cm]$

❖ **Exigence du RPA version 2003 (Art 7.5.2.2) :**

✓ **En zone nodale (appuis) :**

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12 \varnothing_t \right) = \min(7,5 ; 12 \times 1,2) = 7,5$$

$$\text{Soit } S_t = 7 [cm]$$

✓ **En zone courante (travée) :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 [cm].$$

$$\text{Soit } S_t = 15 [cm].$$

$$\text{Soit } S_t \leq \min(15 ; 7 ; 25) = 7 cm$$

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,40 [MPa] \Rightarrow A_t \geq \frac{0,40 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_t \geq \frac{0,40 \times 20 \times 7}{400} \Rightarrow A_t \geq 0,14 [cm]$$

- **Quantité d'armatures transversales minimales (Art-7.5.2.2) :**

$$A_t \geq A_{min} = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_{min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,51 \geq A_{min} = 1,125 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{(condition vérifiée)}$$

### III-7-2-6. Vérification à l'ELS :

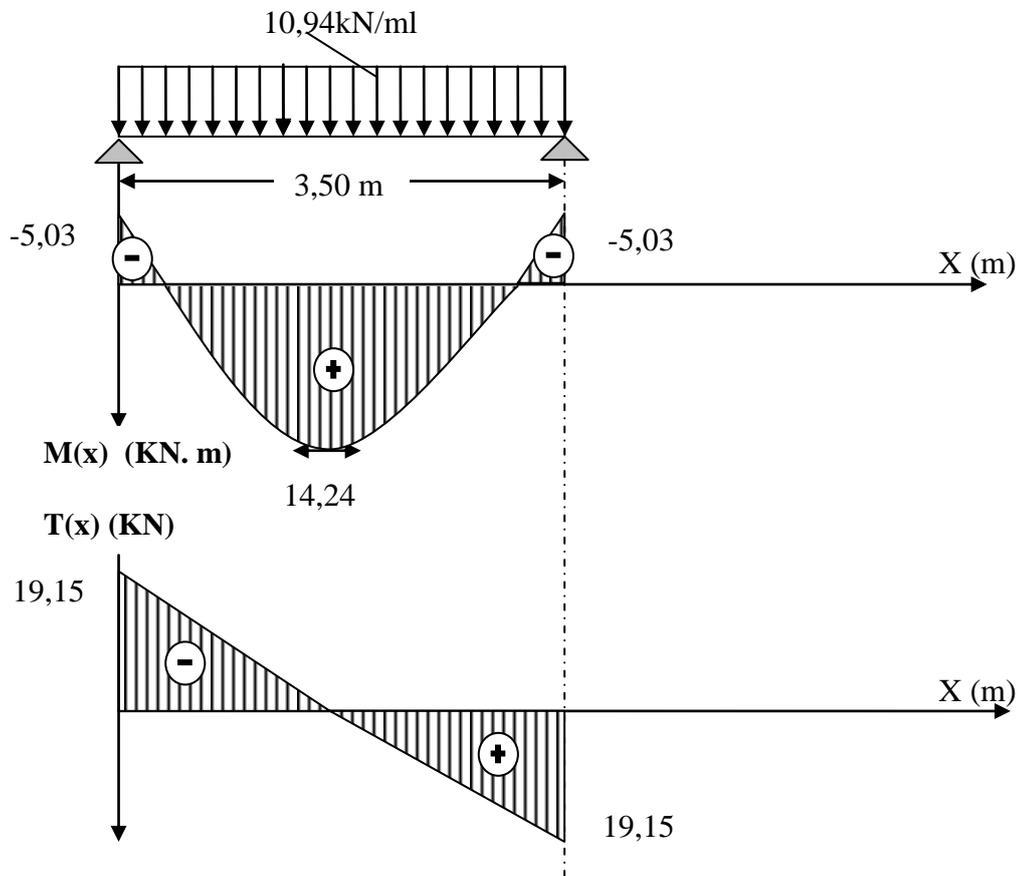


Figure- III-7-4. Diagramme des efforts internes à L'ELS.

○ calcul à l'ELS:

$$q_s = 10,94 \text{ [KN/m]}.$$

❖ Calcul des efforts :

✓ Réaction aux appuis :

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 10,94 \times \frac{3,50}{2} = 19,145 \text{ [KN]}.$$

✓ Les moments

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 10,94 \times \frac{3,50^2}{8} = 16,75 \text{ [KN.m]}.$$

En tenant compte de semi encastrement :

- Aux appuis :

$$M_a = -0,3 \times 16,75 = -5,025 \text{ [KN.m]}.$$

- En travée:

$$M_t = 0,85 \times 16,75 = 14,24 \text{ [KN.m]}.$$

❖ vérification de la résistance du béton à la compression (BAEL91 modifiées 99 Art A.4.5.2) :

$$\text{On doit avoir } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ [MPa]}.$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s.$$

- **Aux appuis :**

$$M_a = 5,025 [KN.m] \text{ et } A_a = 2,26 [cm^2].$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2,26}{20 \times 28} = 0,404$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,900 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{36,00} = 0,027$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{5,025 \times 10^6}{0,900 \times 280 \times 226} = 88,23 [MPa]$$

$$\sigma_b = K\sigma_s = 0,027 \times 88,23 = 2,382 [MPa] < 15 [MPa] \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

- **En travée :**

$$M_t = 14,24 [KN.m] \text{ et } A_t = 2,26 [cm^2].$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 2,26}{20 \times 28} = 0,404$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,900 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{36,00} = 0,027$$

$$\sigma_s = \frac{M_{St}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{14,24 \times 10^6}{0,900 \times 280 \times 226} = 249,48 [MPa]$$

$$\bar{\sigma}_s = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 [MPa]$$

$$\sigma_b = K\sigma_s = 0,027 \times 249,48 = 6,74 < \bar{\sigma}_s = 15 [MPa] \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

❖ **Etat limite d'ouverture des fissurations [BAEL91 modifiée 99/Art A.4.5, 3] :**

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201,63 [MPa].$$

Avec  $\eta$  c'est le coefficient de fissuration qui vaut 1,6 pour les aciers en HA

$$\sigma_s = 88,23 [MPa] < \bar{\sigma}_s = 201,63 [MPa] \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = 249,48 [MPa] < \bar{\sigma}_s = 201,63 [MPa] \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Donc on doit augmenter la section d'acier en travée  $A_t = 3,83cm$  soit 3HA12 + 3HA10.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3,83}{20 \times 28} = 0,684 \Rightarrow \beta_1 = 0,879$$

$$\sigma_s = \frac{M_{St}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{14,24 \times 10^6}{0,879 \times 280 \times 383} = 151,07 [MPa]$$

$$\sigma_s = 151,07 [MPa] < \bar{\sigma}_s = 201,63 [MPa] \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la flèche : [BAEL.99/Art B.6.5, 2] :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

- 1)  $\frac{30}{350} = 0,086 \geq \frac{1}{22,5} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$
- 2)  $\frac{h}{l} = 0,086 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{14,24}{10 \times 22,88} = 0,062 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$
- 3)  $\frac{A_t}{b \times d} = \frac{3,83}{20 \times 28} = 0,007 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,011 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

$h$  : la hauteur total du plancher.

$L$  : la portée libre du balcon.

$M_t$  : moment fléchissant max de service en travée.

$M_0$  : moment isostatique de service.

$b$  : la largeur de la section étudiée.

$f_e$  : limite élastique des armatures tendue

**CONCLUSION:**

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

Après les calculs est les vérifications effectuées, nous avons adopté le ferrailage suivant :

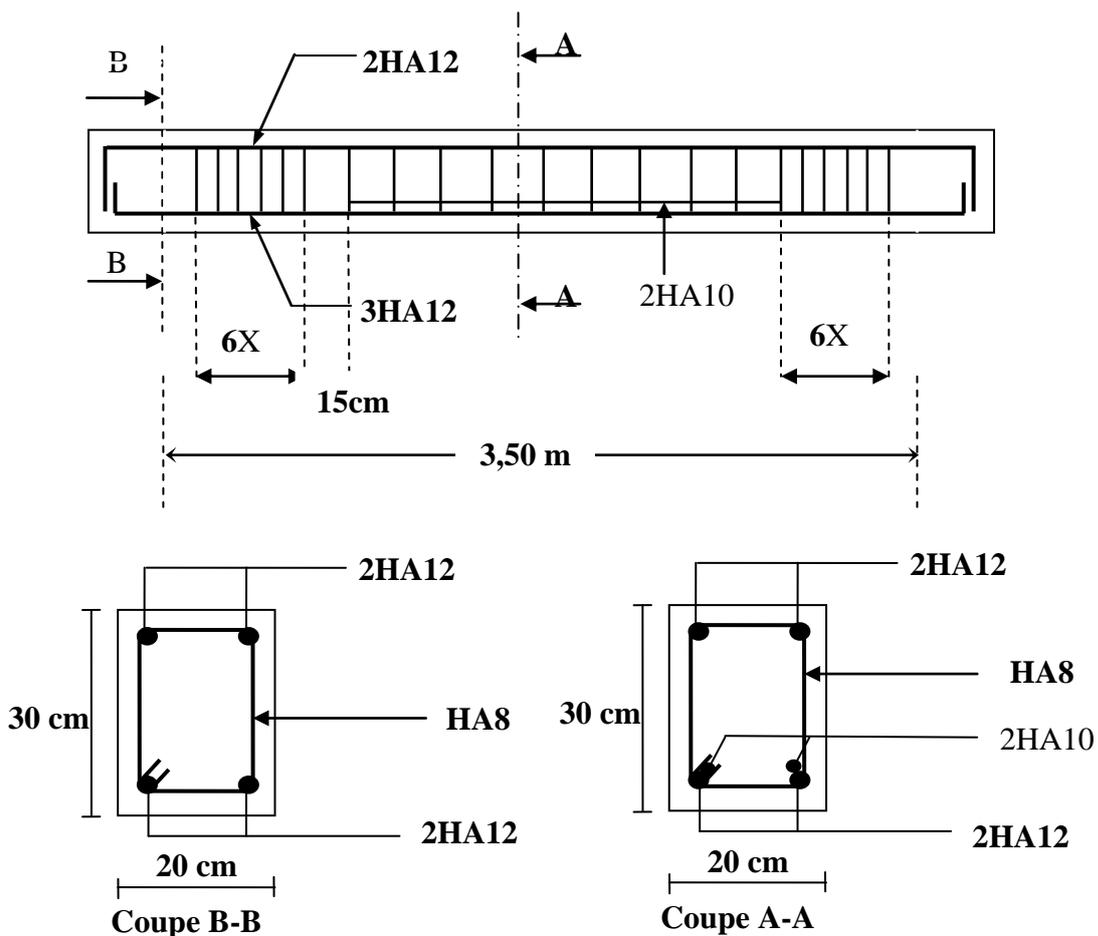


Figure III-7-5 : Ferrailage de la poutre de chaînage.

**III-8. Poutre palière**

**III-8-1 Introduction:**

La poutre palière est considérée encastree à ses deux extrémités dans les poteaux ; c'est une poutre de section rectangulaire.

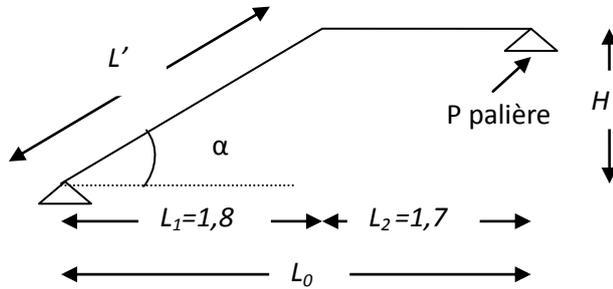


Figure III.8-1 : Schéma statique de la première volée d'étage courant

**III-6-2 Pré dimensionnement :**

- Hauteur :

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

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

$L=4,40m$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10} \Rightarrow 29 \leq h \leq 44 cm.$$

Selon le RPA99 modifié 2003  $h \geq 30cm \Rightarrow$  on opte pour  $h = 35[cm]$

- Largeur :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 14 \leq b \leq 24,5 cm$$

Selon le RPA99  $\begin{cases} b \geq 20cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow b = 25[cm]$

**Section adoptée :**

**Poutre palière**  $\Rightarrow$  **(25x 35) cm<sup>2</sup>**

**III-6-3 Détermination des charges et surcharges :**

**a) Charges permanentes :**

Poids propre de la poutre :  $G_1 = 25 \times 0,25 \times 0,35 = 2,20 KN/ml$

-Poids du mur :  $G_2 = \omega$  du mur extérieure x (1,47) = 2,36 x 1,47 = 3,47 KN/ml

$\omega$ : poids surfacique d'une paroi en brique d'épaisseur égale à 25 cm.

(3.06-1.19-0.40) = 1,47 m : est la hauteur du mur au-dessus de la poutre palière.

$G=G_1+G_2=5,66KN/ml$

b) Chargement dû aux réactions du palier :

$$R_B = 26,01 \text{ [KN]} \text{ (ELU)}$$

III-6-4 Calcul à l'ELU1) Combinaison de charges:

$$q_u = 1.35(5.66) + 26.01 = 33,65 \text{ KN/ml}$$

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = 33.65 \times \frac{4.4^2}{8} = 81.43 \text{ kNm.}$$

$$\text{Moment aux appuis : } M_a = 0.3 M_0 = -0.3 \times 81.43 = -24.43 \text{ kNm.}$$

$$\text{Moment en travée : } M_a = 0.85 M_0 = 0.85 \times 81.43 = 69.22 \text{ KNm.}$$

• Effort tranchants :

$$T_u = \frac{q u l}{2} = 33.65 \times \frac{4.4}{2} = 74.03 \text{ KN}$$

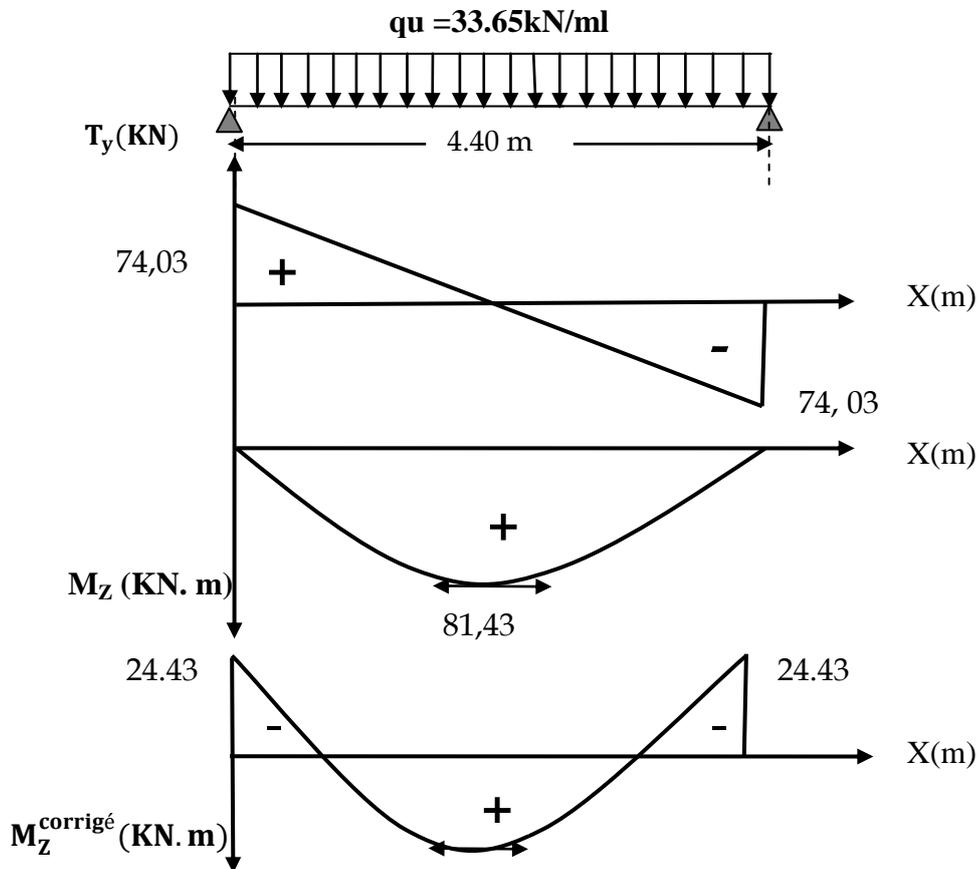


Figure III-8-2: Diagramme effort internes à l'ELU

Ferraillage :❖ En travée :

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{69.22 \times 10^5}{35 \times 33^2 \times 14.2 \times 100}$$

$$\mu = 0.127 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.127 \Rightarrow \beta = 0.9315$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{69.22 \times 10^5}{0.9315 \times 33 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 6.47 \text{ cm}^2$$

Soit : (3HA12 (fil) + 3HA12 (chap)) = 6.79 cm<sup>2</sup>.

❖ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{24.43 \times 10^5}{35 \times 33^2 \times 14.2 \times 100}$$

$$\mu = 0.044 \Rightarrow \beta = 0.978$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{24.43 \times 10^5}{0.978 \times 33 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA12 (fil) = 3.39 cm<sup>2</sup>.

**N.B :**

Article 7.5.2.1 du R.P.A : Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute la section.

$$\frac{0.5 \times b \times h}{100} = \frac{0.5 \times 25 \times 35}{100} = 4.40 \text{ cm}^2.$$

3,39 + 3,39 = 6,78 cm<sup>2</sup> ≥ 4,40 ... .. La condition est vérifiée.

**III-8-5 Vérification à l'ELU :**

**1) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 33 \times 2,1}{400} = 0,99 [\text{cm}^2]$$

$$\begin{cases} A_t = 6,78 [\text{cm}^2] > 0,99 [\text{cm}^2] \\ A_a = 3,39 [\text{cm}^2] > 0,99 [\text{cm}^2] \end{cases} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**2) Entraînement des barres : (Art. A.6.1, 3 / BAEL91)**

Pour qu'il n'y est pas entraînement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

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

$$; \tau_{se} = 0.937 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**3. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis : Art. 5.1.3.2, BAEL 91**

**Influence sur les armatures inférieures :**

$$A_u = \frac{T_u + \frac{M_a u}{0.9 \times d}}{f_e / 1.15} = \frac{73,75 \times 10^3 + \frac{24,43 \times 10^5}{0.9 \times 33}}{348 \times 10^4} = 0.044 \text{ cm}^2$$

$A_a = 3,39 \geq A_u = 0.044 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \Rightarrow$  la condition est vérifiée.

**4) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1, 313 / BAEL91)**

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9.d} = \frac{2 \times 74.03 \times 10^3}{2500 \times 0,9 \times 330} = 0.199 \text{ Mpa.}$$

$$\frac{0,8 f_{c_{28}}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8 f_{c_{28}}}{\gamma_b} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### 5) Calcul des armatures transversales :

#### 5-1) Diamètre armatures transversales :(Art A.7.2 / BAEL91) :

$$\varphi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}, \varphi_1, \frac{b}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \left( \frac{350}{35}, 12, \frac{250}{10} \right) \right\} \Rightarrow \text{soit : } \varphi_t = 8 \text{ mm.}$$

Nous adopterons 1cadre et un étrier en  $\phi 8$ ; Donc :  $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

#### 5-2) Espacement max des armatures transversales : (Art A.5.1, 22 / BAEL91)

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

$$S_t \leq \min(29,7 ; 40 \text{ cm}) = 29,7 \text{ cm}$$

#### ❖ Exigences du RPA pour les aciers transversales :

##### • Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\varphi \right) = \min \left( \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1,2 \right\} \right) = \min (8,75 \text{ cm} ; 14,4 \text{ cm})$$

On opte pour :  $S_t = 8 \text{ cm}$

##### • Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm.} \quad \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

##### • Quantité d'armatures transversales minimale :

$$A_{\min} = 0,003 S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,13 \text{ cm}^2.$$

$A_{\text{adopté}} > A_{\min}$  du RPA condition vérifiée

#### ❖ Pourcentage minimum des armatures transversales: :(Art 5.1, 22 / BAEL91):

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e}$$

$$\text{La zone nodale : } A_{\min} = \frac{0,4 \times 25 \times 8}{400} = 0,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{La zone courante: } A_{\min} = \frac{0,4 \times 25 \times 15}{400} = 0,375 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adopté}} > A_{\min}$  du BAEL ... .. condition vérifiée

### III-8-6 Calcul à l'ELS

#### 1) Combinaison de charges:

$$q_s = 1(5,67) + 26,01 = 31,68 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{ql^2}{8} = 31,68 \times \frac{4,4^2}{8} = 76,66 \text{ [kN.m].}$$

Moment aux appuis :  $M_a = -0.3 M_0 = 0.3 \times 76.66 = 23 \text{ kNm}$ .

Moment en travée :  $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 76.66 = 65.16 \text{ kNm}$

**Effort tranchants :**

$$T_u = \frac{qS^1}{2} = 31.68 \times \frac{4.4}{2} = 69.69 \text{ kN.}$$

$$q_s = 31.68 \text{ kN/ml}$$

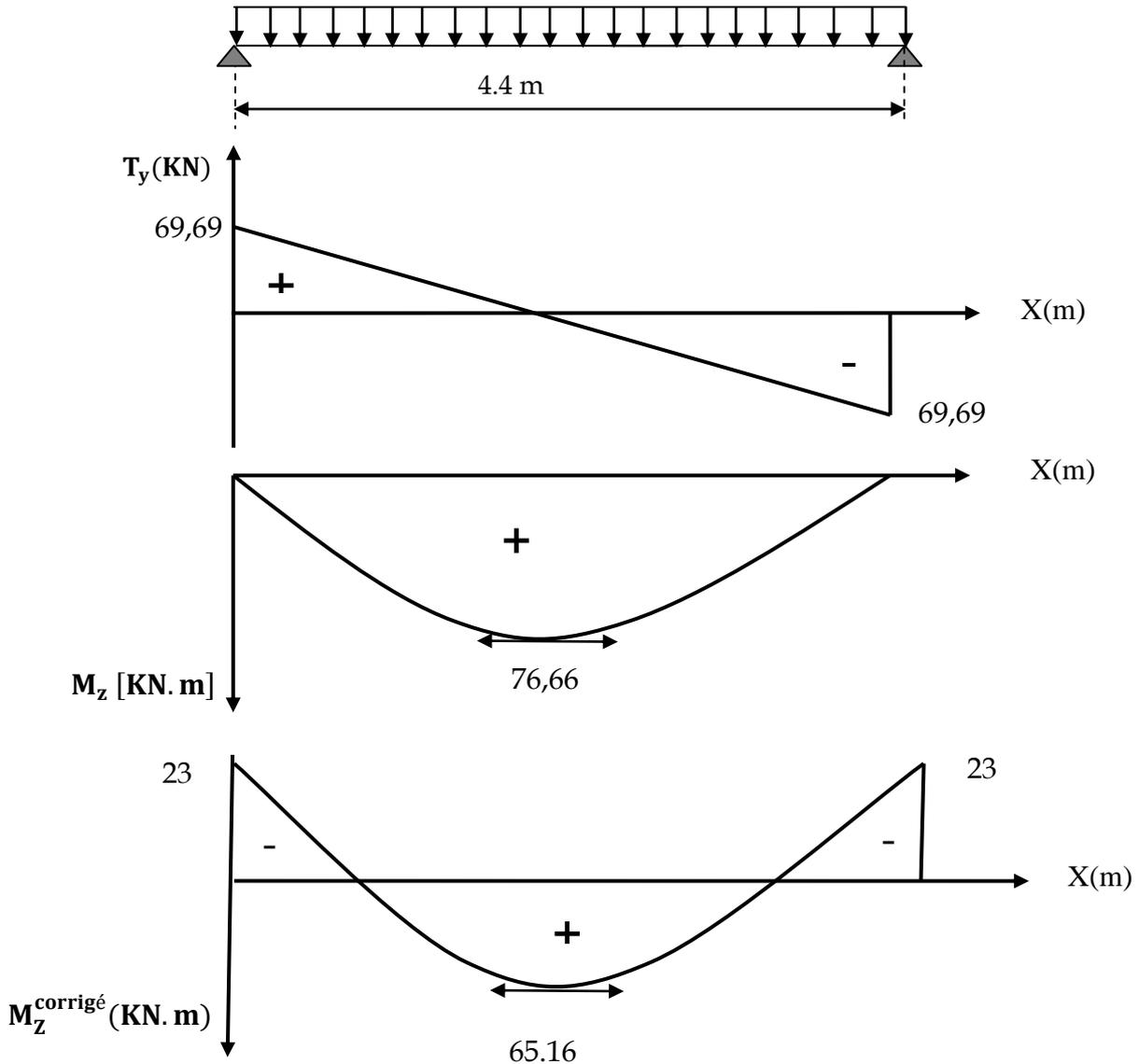


Figure III--: Diagramme effort internes à l'ELS.

**III-8-7 Vérification à l'ELS :**

**1) Etat limite d'ouverture des fissures**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

**2) Etat limite de compression de béton :**

**En travée :**

- **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{6.78}{25 \times 33} \times 100 = 0.85$$

$$\rho_1 = 0.85 \Rightarrow k_1 = 23.17 \text{ et } \beta_1 = 0.829$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{65.16 \times 10^6}{0.829 \times 330 \times 698} = 341.23 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_s = 341.23 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{341.23}{23.17} = 14.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 14.73 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Condition vérifiée}$$

**Aux appuis :**

- **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.39}{25 \times 33} \times 100 = 0.862$$

$$\rho_1 = 0.862 \Rightarrow k_1 = 36.02 \text{ et } \beta_1 = 0.862$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{23 \times 10^6}{0.862 \times 330 \times 339} = 238.51 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_s = 238.51 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

Si la contrainte de compression d'acier au niveau des appuis dépasse la contrainte admissible donc il faut augmenter la section du béton ou la section d'acier dans notre cas on augmente la section d'acier soit a ajouter 3HA10

- **Contrainte dans le béton :**

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{101.9}{31.30} = 3.25 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_{bc} = 3.25 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa Condition vérifiée}$$

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

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{440} = 0,08 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{6.78}{25 \times 35} = 0,007 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0,01 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,08 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{68,95}{10 \times 81,12} = 0,085$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées, on se dispense du calcul de la flèche

**Conclusion :** le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

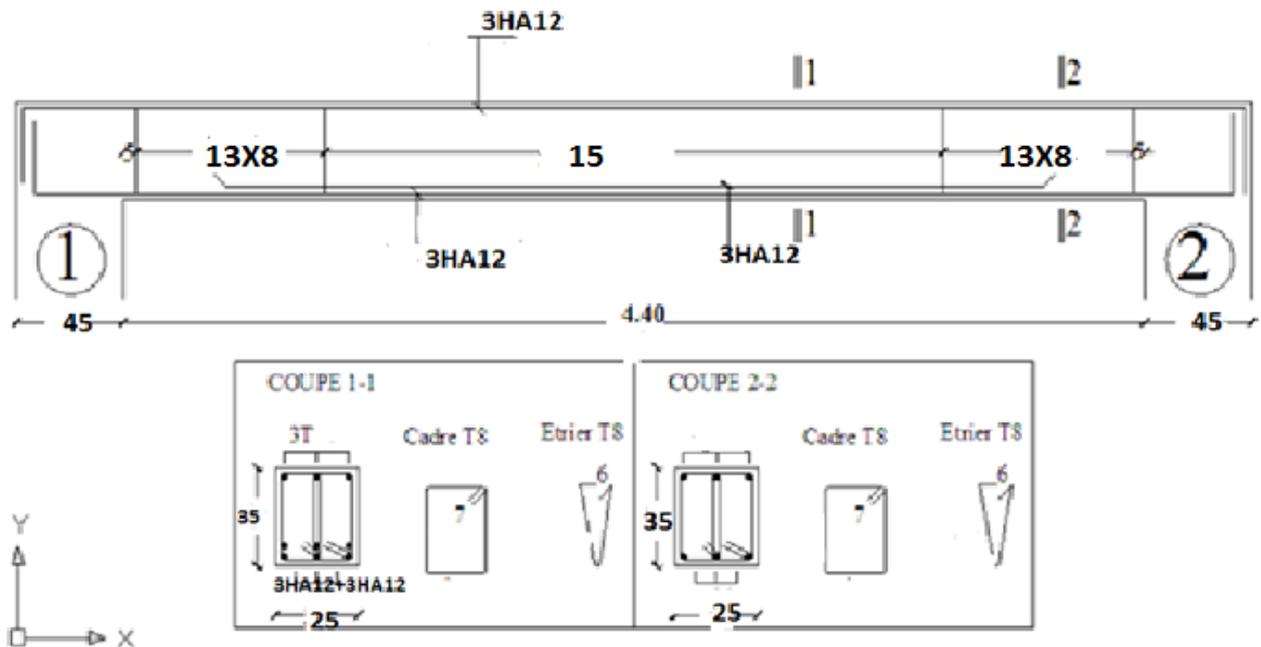
**Armatures longitudinales :**

- 6HA12 pour le lit inférieur 3HA12 filantes et 3HA12 chapeaux.
- 3HA 12 filantes pour le lit supérieur.

**Armatures transversales :**

- 1cadre et 1 étrier en HA8 .

**FERRAILAGE DE LA POUTRE PALIERE**



**Introduction :**

La présente étude a pour but de déterminer les éléments de contreventement et leurs caractéristiques géométriques pour assurer une sécurité suffisante sous l'action des charges horizontales.

La stabilité de la structure étudiée est assurée par des portiques et un ensemble de refends disposés dans les deux directions.

**VI.1. Etude des voiles :**

**a) Voiles longitudinaux :**

$$I_y = \frac{e \times L^3}{12} ; I_x = \frac{L \times e^3}{12}$$

$I_x \ll I_y$  ... On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe (X).

➤ **Inertie équivalente des voiles avec ouvertures:**

• **Voiles à une seule file d'ouvertures:**

$$I_e = \frac{a_n \times I}{\frac{60 \times 2 \times m \times c \times \Psi_0(\alpha; \xi)}{11 \times I_0 \times \alpha^2} + 1}$$

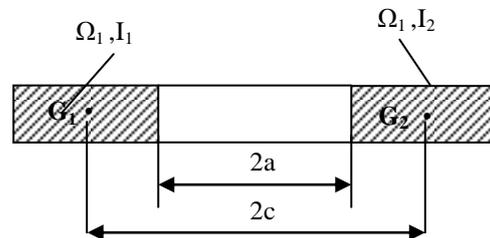


Fig V-3: refend à une seule file d'ouverture

$\Psi_0(\alpha, \xi)$  Sera déterminé dans l'abaque B. 23. b en Fonction de  $\alpha$  et  $\xi$  avec  $\xi = \frac{z}{Z}$

$z$  : Hauteur du niveau considéré,  $Z$  : Hauteur du bâtiment.

$\alpha$  : Degré de monolithisme.  $\alpha = \omega Z$

$\omega$  : Coefficient de monolithisme.

$$\omega^2 = \frac{3 \times E' \times i \times I \times c}{E \times I_0 \times m \times a^3 \times h_e}$$

$E$  : Module d'élasticité du matériau constituant le refend.

$i$  : Inertie de linteau.

$$i = \frac{e \times h^3}{12}$$

$e$  : épaisseur de linteau.

$h$  : hauteur de linteau.

$E'$  : Module d'élasticité du matériau constituant le linteau (généralement  $E = E'$ ).

$a$  : Demi – portée libre de l'ouverture.

$h_e$  : Hauteur d'étage.

$$a_n = \frac{11}{20} + \frac{9}{20 \times n} - \frac{1}{30 \times n^2} - \frac{1}{30 \times n^3} \text{ Si } n < 11 \text{ niveaux.}$$

Dans notre cas  $n = 10 \Rightarrow a_n = \frac{11}{20} + \frac{9}{20 \times 10} - \frac{1}{30 \times 10^2} - \frac{1}{30 \times 10^3} = 0,60$

$I$  : Inertie totale de refend :  $I = I_1 + I_2 + 2mc = I_0 + 2mc$ . ( $I_0 = I_1 + I_2$ ).

$c$  : Demi – distance entre les centres de gravité des deux éléments de refend.

$m$  : Moment statique de chacun des éléments de refends par rapport au c. d. g de l'ensemble.

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}}$$

$\Omega_1, \Omega_2$  : Aires des trumeaux 1 et 2

### RDC :

$$I_1 = I_2 = \frac{0,2 \times 1,2^3}{12} = 0,029 [m^4].$$

$$I_0 = I_2 + I_1 = 2 \times 0,029 = 0,058 [m^4].$$

$$\Omega_1 = \Omega_2 = 0,2 \times 1,2 = 0,24 [m^2].$$

$$2c = 2,3 [m].$$

$$m = 0,276 [m^3].$$

$$I = 0,058 + 2,3 \times 0,276 = 0,693 [m^4].$$

$$i = \frac{0,2 \times (4,08 - 2,08)^3}{12} = 0,137 [m^4].$$

$$\omega^2 = \frac{3 \times 0,137 \times 0,693 \times (2,3/2)}{0,058 \times 0,276 \times (1,1/2)^3 \times 2,02} = 60,88 \Rightarrow \omega = 7,80$$

$$\alpha = 7,80 \times 31,62 = 246,636$$

$$\alpha \gg 10 \text{ donc: } \Psi_0 = \frac{2}{3} + \frac{2 - \alpha^2}{\alpha^3} \times \frac{sh\alpha}{ch\alpha} - \frac{2}{\alpha^2 \times ch\alpha}$$

$$\Psi_0 = 0,66$$

$$I_e = \frac{0,60 \times 0,69}{\frac{60 \times 2,3 \times 0,276 \times 0,66}{11 \times 0,058 \times 246,636^2} + 1} = 0,414 [m^4].$$

### Etage courante

$$i = \frac{0,2 \times (3,06 - 1,06)^3}{12} = 0,017 [m^4].$$

$$\omega^2 = \frac{3 \times 0,017 \times 0,693 \times (2,3/2)}{0,058 \times 0,276 \times (1,1/2)^3 \times 1} = 15,26 \Rightarrow \omega = 3,91$$

$$\alpha = 3,91 \times 31,62 = 123,524$$

$$\alpha \gg 10 \text{ donc: } \Psi_0 = \frac{2}{3} + \frac{2 - \alpha^2}{\alpha^3} \times \frac{sh\alpha}{ch\alpha} - \frac{2}{\alpha^2 \times ch\alpha}$$

$$\Psi_0 = 0,66$$

$$I_e = \frac{0,60 \times 0,69}{\frac{60 \times 2,3 \times 0,276 \times 0,66}{11 \times 0,058 \times 123,524^2} + 1} = 0,414 [m^4].$$

### b) Voiles transversaux :

$$I_y = \frac{L \times e^3}{12} ; I_x = \frac{e \times L^3}{12}$$

$I_y \ll I_x$  ... On néglige l'inertie des refends transversaux par rapport à l'axe (Y).  
L'inertie des voiles, pour un niveau donné est résumée dans les tableaux suivants

SENS LONGITUDINAL			
Voile	L(m)	e(m)	$I_y (m^4)$
VL1	/	0,2	0,414
VL2	/	0,2	0,414
VL3	/	0,2	0,414
VL4	/	0,2	0,414
VL5	2,04	0,2	0,141
VL6	2,04	0,2	0,141
VL7	2,04	0,2	0,141
VL8	2,04	0,2	0,141
			2,222

SENS TRANSVERSAL			
Voile	L(m)	e(m)	$I_x (m^4)$
VT1	3,9	0,2	0,989
VT2	3,9	0,2	0,989
VT3	3,9	0,2	0,989
VT4	3,9	0,2	0,989
VT5	1,92	0,2	0,118
VT6	1,92	0,2	0,118
			4,191

## VI-2 Etude des portiques :

### VI.2.1) Rigidités des portiques :

La rigidité des portiques sera déterminée à l'aide de la méthode de MUTO, utilisée pour le calcul des portiques sous charges horizontales. Elle utilise des rigidités relatives de niveau.

Ainsi la rigidité des poteaux est multipliée par un coefficient correcteur pour tenir compte de la flexibilité des poutres arrivant aux nœuds.

### Etapes de calcul :

#### a)-Déterminations des longueurs de calcul des barres (poutres et poteaux) :

- poutres :

$$h_c = h + \frac{1}{2} h_{poteau} \leq h_0$$

$h_c$  : Hauteur de calcul.

$h$  : Hauteur entre nus des poutres.

$h_0$  : Hauteur entre axe des poutres.

- poteaux :

$$l_c = l + \frac{1}{2} h_{poutre} \leq l_0$$

$l_c$  : Longueur de calcul.

$l$  : Longueur entre nus des poutres.

$l_0$  : Distance entre axe des poteaux.

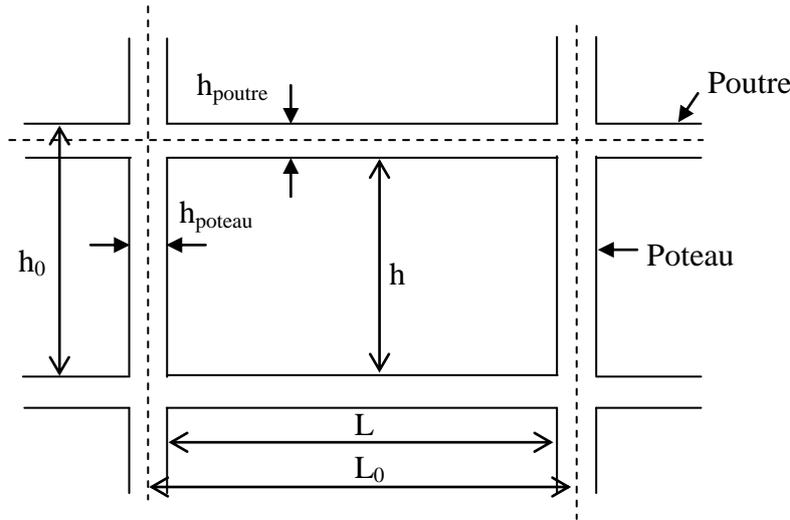


Fig V.1 : Identification des paramètres

**Calcul des rigidités linéaires :**

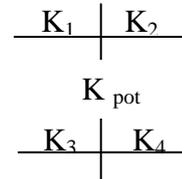
Rigidité linéaire d'un poteau :  $K_{pot} = \frac{I_{pot}}{h_c}$   $I_{pot}$ : le moment d'inertie du poteau.

Rigidité linéaire d'une poutre :  $K_{pou} = \frac{I_{pout}}{l_c}$   $I_{pout}$  : le moment d'inertie de la poutre

**c)-calcul des coefficients  $\bar{K}$  (rigidités moyennes) :**

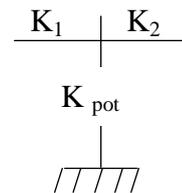
➤ Cas d'étage courant :

$$\bar{K} = \frac{\sum K_i(\text{poutres sup} + \text{poutres inf})}{2 K_{pot}} = \frac{\sum K_i}{2 K_{pot}}$$



➤ Cas du RDC :

$$\bar{K} = \frac{\sum K_i(\text{poutres sup} + \text{poutres inf})}{K_{pot}} = \frac{\sum K_i}{K_{pot}}$$



**d)-Calcul des coefficients de rigidités des poteaux « a » :**

Cas d'étage courant :  $a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$

Cas du RDC :  $a = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$  (poteau encastré)

**e)-calcul des rigidités des poteaux «i» au niveau «j» :**

$$r_{ij} = \frac{12E}{h_{cj}^2} a_{ij} \times K_{pot_j}^i$$

$E$  : module de déformation instantanée du béton

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 \text{ [MPa]}.$$

**f)- calcul de la rigidité d'un portique au niveau «j» :**

$$R_{jx} = \sum r_{ij} \text{ pour chaque niveau dans le sens longitudinal.}$$

$$R_{jy} = \sum r_{ij} \text{ pour chaque niveau dans le sens transversal.}$$

**Remarque :**

Les poteaux de notre structure présentent les mêmes conditions aux appuis, ils auront donc la même rigidité dans le sens considéré.

**1) les longueurs de calcul des différents niveaux :****➤ Sens longitudinal :**

Niveau	L (m)	h <sub>poutre</sub> (m)	L <sub>c</sub>	h (m)	h <sub>poteau</sub>	h <sub>c</sub>
NIV 6/9	3,2	0,35	3,38	2,71	0,35	2,89
NIV 3/5	3,2	0,35	3,38	2,71	0,4	2,91
NIV 1/2	3,2	0,35	3,38	2,71	0,45	2,94
RDC	3,2	0,35	3,38	3,73	0,45	3,96

**Sens transversal :**

Niveau	L (m)	h <sub>poutre</sub> (m)	L <sub>c</sub>	h (m)	h <sub>poteau</sub>	h <sub>c</sub>
Niveau 6/9	4,1	0,4	4,3	2,66	0,35	2,84
	3,05	0,4	3,25	2,66	0,35	2,84
	3,6	0,4	3,8	2,66	0,35	2,84
niveau3/5	4,1	0,4	4,3	2,66	0,4	2,86
	3,05	0,4	3,25	2,66	0,4	2,86
	3,6	0,4	3,8	2,66	0,4	2,86
niveau1/2	4,1	0,4	4,3	2,66	0,45	2,89
	3,05	0,4	3,25	2,66	0,45	2,89
	3,6	0,4	3,8	2,66	0,45	2,89
RDC	4,1	0,4	4,3	3,68	0,45	3,91
	3,05	0,4	3,25	3,68	0,45	3,91
	3,6	0,4	3,8	3,68	0,45	3,91

**V.2.2) calcul des rigidités relatives par niveau :**

**Sens transversal :**

**Portiques B1-B6 ; C1-C6; D1-D6 ; E1-E6 ; F1-F6 et G1-G6**

Niveau	Poteaux	$I_{pot} (m^4) * 10^{-4}$	$h_c (m)$	$K_{pot} (m^3) \times 10^{-4}$	Travée	$L_C (m)$	$I_{pou} (m^4) * 10^{-2}$	$K_{POUT} (m^3) \times 10^{-4}$	$\bar{K}$	$a_{ij}$	E	$r_{ij} (KN/m)$	$R_{ij} (KN/m)$
NIV 6/9	1	12,505	2,84	4,40	travée 1	3,775	16	4,238	0,963	0,325	32164195	6846,242	56171,624
	2	12,505	2,84	4,40	travée 2	3,225	16	4,961	2,089	0,511	32164195	10765,660	
	3	12,505	2,84	4,40	travée 3	4,275	16	3,743	1,977	0,497	32164195	10473,909	
	4	12,505	2,84	4,40	travée 4	3,225	16	4,961	1,977	0,497	32164195	10473,909	
	5	12,505	2,84	4,40	travée 5	3,775	16	4,238	2,089	0,511	32164195	10765,660	
	6	12,505	2,84	4,40					0,963	0,325	32164195	6846,242	
NIV 3/5	1	21,333	2,86	7,46	travée 1	3,775	16	4,238	0,568	0,221	32164195	7787,428	68364,684
	2	21,333	2,86	7,46	travée 2	3,225	16	4,961	1,233	0,381	32164195	13425,901	
	3	21,333	2,86	7,46	travée 3	4,275	16	3,743	1,167	0,368	32164195	12969,014	
	4	21,333	2,86	7,46	travée 4	3,225	16	4,961	1,167	0,368	32164195	12969,014	
	5	21,333	2,86	7,46	travée 5	3,775	16	4,238	1,233	0,381	32164195	13425,901	
	6	21,333	2,86	7,46					0,568	0,221	32164195	7787,428	
NIV 1/2	1	34,172	2,89	11,82	travée 1	3,775	16	4,238	0,358	0,152	32164195	8304,894	76618,351
	2	34,172	2,89	11,82	travée 2	3,225	16	4,961	0,778	0,280	32164195	15303,527	
	3	34,172	2,89	11,82	travée 3	4,275	16	3,743	0,736	0,269	32164195	14700,755	
	4	34,172	2,89	11,82	travée 4	3,225	16	4,961	0,736	0,269	32164195	14700,755	
	5	34,172	2,89	11,82	travée 5	3,775	16	4,238	0,778	0,280	32164195	15303,527	
	6	34,172	2,89	11,82					0,358	0,152	32164195	8304,894	
RDC	1	34,172	3,91	8,74	travée 1	3,775	16	4,238	0,485	0,396	32164195	8745,672	61970,582
	2	34,172	3,91	8,74	travée 2	3,225	16	4,961	1,053	0,509	32164195	11222,444	
	3	34,172	3,91	8,74	travée 3	4,275	16	3,743	0,996	0,499	32164195	11017,175	
	4	34,172	3,91	8,74	travée 4	3,225	16	4,961	0,996	0,499	32164195	11017,175	
	5	34,172	3,91	8,74	travée 5	3,775	16	4,238	1,053	0,509	32164195	11222,444	
	6	34,172	3,91	8,74					0,485	0,396	32164195	8745,672	

**Portique A2-A5 ;H2-H5**

Niveau	Poteaux	$I_{pot} (m^4) \cdot 10^{-4}$	$h_c (m)$	$K_{pot} (m^3) \cdot 10^{-4}$	Travée	$L_c (m)$	$I_{pout} (m^4) \cdot 10^{-4}$	$K_{POUT} (m^3) \cdot 10^{-4}$	$\bar{K}$	$a_{ij}$	E	$r_{ij} (KN/m)$	$R_{ij} (KN/m)$
NIV 6/9	2	12,505	2,84	4,40	travée 2	3,225	16,00	4,961	1,13	0,36	32164195	7593,08	36133,98
	3	12,505	2,84	4,40	travée 3	4,275	16,00	3,743	1,98	0,50	32164195	10473,91	
	4	12,505	2,84	4,40	travée 4	3,225	16,00	4,961	1,98	0,50	32164195	10473,91	
	5	12,505	2,84	4,40					1,13	0,36	32164195	7593,08	
NIV 3/5	2	21,333	2,86	7,46	travée 2	3,225	16,00	4,961	0,67	0,25	32164195	8784,07	43506,17
	3	21,333	2,86	7,46	travée 3	4,275	16,00	3,743	1,17	0,37	32164195	12969,01	
	4	21,333	2,86	7,46	travée 4	3,225	16,00	4,961	1,17	0,37	32164195	12969,01	
	5	21,333	2,86	7,46					0,67	0,25	32164195	8784,07	
NIV 1/2	2	34,172	2,89	11,82	travée 2	3,225	16,00	4,961	0,42	0,17	32164195	9475,62	48352,75
	3	34,172	2,89	11,82	travée 3	4,275	16,00	3,743	0,74	0,27	32164195	14700,75	
	4	34,172	2,89	11,82	travée 4	3,225	16,00	4,961	0,74	0,27	32164195	14700,75	
	5	34,172	2,89	11,82					0,42	0,17	32164195	9475,62	
RDC	2	34,172	3,91	8,74	travée 2	3,225	16,00	4,961	0,57	0,42	32164195	9174,68	40383,71
	3	34,172	3,91	8,74	travée 3	4,275	16,00	3,743	1,00	0,50	32164195	11017,18	
	4	34,172	3,91	8,74	travée 4	3,225	16,00	4,961	1,00	0,50	32164195	11017,18	
	5	34,172	3,91	8,74					0,57	0,42	32164195	9174,68	

**Sens longitudinal**

**Portique 2A-2 H ; 3A-3H; 4A-4H et 5A-5H**

Niveau	Poteaux	$I_{pot} (m^4) \cdot 10^{-4}$	$h_c (m)$	$K_{pot} (m^3) \cdot 10^{-4}$	Travée	$L_c (m)$	$I_{pout} (m^4) \cdot 10^{-4}$	$K_{POUT} (m^3) \cdot 10^{-4}$	$\bar{K}$	$a_{ij}$	E	$r_{ij} (KN/m)$	$R_{ij} (KN/m)$
NIV 6/9	A	12,505	2,89	4,327	trvée1	3,38	10,719	3,171	0,733	0,268	32164195	5362,468	61466,965
	B	12,505	2,89	4,327	trvée2	3,38	10,719	3,171	1,466	0,423	32164195	8457,005	
	C	12,505	2,89	4,327	trvée3	3,38	10,719	3,171	1,466	0,423	32164195	8457,005	
	D	12,505	2,89	4,327	trvée4	3,38	10,719	3,171	1,466	0,423	32164195	8457,005	
	E	12,505	2,89	4,327	trvée5	3,38	10,719	3,171	1,466	0,423	32164195	8457,005	
	F	12,505	2,89	4,327	trvée6	3,38	10,719	3,171	1,466	0,423	32164195	8457,005	

	G	12,505	2,89	4,327	trvée7	3,38	10,719	3,171	1,466	0,423	32164195	8457,005	
	H	12,505	2,89	4,327					0,733	0,268	32164195	5362,468	
NIV 3/5	A	21,333	2,91	7,331	trvée1	3,38	10,719	3,171	0,433	0,178	32164195	5941,952	72422,059
	B	21,333	2,91	7,331	trvée2	3,38	10,719	3,171	0,865	0,302	32164195	10089,693	
	C	21,333	2,91	7,331	trvée3	3,38	10,719	3,171	0,865	0,302	32164195	10089,693	
	D	21,333	2,91	7,331	trvée4	3,38	10,719	3,171	0,865	0,302	32164195	10089,693	
	E	21,333	2,91	7,331	trvée5	3,38	10,719	3,171	0,865	0,302	32164195	10089,693	
	F	21,333	2,91	7,331	trvée6	3,38	10,719	3,171	0,865	0,302	32164195	10089,693	
	G	21,333	2,91	7,331	trvée7	3,38	10,719	3,171	0,865	0,302	32164195	10089,693	
	H	21,333	2,91	7,331					0,433	0,178	32164195	5941,952	
NIV 1/2	A	34,172	2,94	11,623	trvée1	3,38	10,719	3,171	0,273	0,120	32164195	6230,431	79212,910
	B	34,172	2,94	11,623	trvée2	3,38	10,719	3,171	0,546	0,214	32164195	11125,341	
	C	34,172	2,94	11,623	trvée3	3,38	10,719	3,171	0,546	0,214	32164195	11125,341	
	D	34,172	2,94	11,623	trvée4	3,38	10,719	3,171	0,546	0,214	32164195	11125,341	
	E	34,172	2,94	11,623	trvée5	3,38	10,719	3,171	0,546	0,214	32164195	11125,341	
	F	34,172	2,94	11,623	trvée6	3,38	10,719	3,171	0,546	0,214	32164195	11125,341	
	G	34,172	2,94	11,623	trvée7	3,38	10,719	3,171	0,546	0,214	32164195	11125,341	
	H	34,172	2,94	11,623					0,273	0,120	32164195	6230,431	
RDC	A	34,172	3,96	8,629	trvée1	3,38	10,719	3,171	0,367	0,155	32164195	3296,868	40840,210
	B	34,172	3,96	8,629	trvée2	3,38	10,719	3,171	0,735	0,269	32164195	5707,746	
	C	34,172	3,96	8,629	trvée3	3,38	10,719	3,171	0,735	0,269	32164195	5707,746	
	D	34,172	3,96	8,629	trvée4	3,38	10,719	3,171	0,735	0,269	32164195	5707,746	
	E	34,172	3,96	8,629	trvée5	3,38	10,719	3,171	0,735	0,269	32164195	5707,746	
	F	34,172	3,96	8,629	trvée6	3,38	10,719	3,171	0,735	0,269	32164195	5707,746	
	G	34,172	3,96	8,629	trvée7	3,38	10,719	3,171	0,735	0,269	32164195	5707,746	
	H	34,172	3,96	8,629					0,367	0,155	32164195	3296,868	

**Portique 1B-1G et 6B-6G**

Niveau	Poteaux	$I_{pot} (m^4) \cdot 10^{-4}$	$h_c (m)$	$K_{pot} (m^3) \cdot 10^{-4}$	Travée	$L_c (m)$	$I_{pot} (m^4) \cdot 10^{-4}$	$K_{POUT} (m^3) \cdot 10^{-4}$	$\bar{K}$	$a_{ij}$	E	$r_{ij} (KN/m)$	$R_{ij} (KN/m)$
NIV 6/9	B	12,505	2,84	4,403	trvée2	3,38	10,719	3,171	1,440	0,419	32164195	8821,959	52931,753
	C	12,505	2,84	4,403	trvée3	3,38	10,719	3,171	1,440	0,419	32164195	8821,959	
	D	12,505	2,84	4,403	trvée4	3,38	10,719	3,171	1,440	0,419	32164195	8821,959	
	E	12,505	2,84	4,403	trvée5	3,38	10,719	3,171	1,440	0,419	32164195	8821,959	
	F	12,505	2,84	4,403	trvée6	3,38	10,719	3,171	1,440	0,419	32164195	8821,959	
	G	12,505	2,84	4,403					1,440	0,419	32164195	8821,959	
NIV 3/5	B	21,333	2,86	7,459	trvée2	3,38	10,719	3,171	0,850	0,298	32164195	10500,040	63000,239
	C	21,333	2,86	7,459	trvée3	3,38	10,719	3,171	0,850	0,298	32164195	10500,040	
	D	21,333	2,86	7,459	trvée4	3,38	10,719	3,171	0,850	0,298	32164195	10500,040	
	E	21,333	2,86	7,459	trvée5	3,38	10,719	3,171	0,850	0,298	32164195	10500,040	
	F	21,333	2,86	7,459	trvée6	3,38	10,719	3,171	0,850	0,298	32164195	10500,040	
	G	21,333	2,86	7,459					0,850	0,298	32164195	10500,040	
NIV 1/2	B	34,172	2,89	11,824	trvée2	3,38	10,719	3,171	0,536	0,211	32164195	11555,758	69334,546
	C	34,172	2,89	11,824	trvée3	3,38	10,719	3,171	0,536	0,211	32164195	11555,758	
	D	34,172	2,89	11,824	trvée4	3,38	10,719	3,171	0,536	0,211	32164195	11555,758	
	E	34,172	2,89	11,824	trvée5	3,38	10,719	3,171	0,536	0,211	32164195	11555,758	
	F	34,172	2,89	11,824	trvée6	3,38	10,719	3,171	0,536	0,211	32164195	11555,758	
	G	34,172	2,89	11,824					0,536	0,211	32164195	11555,758	
RDC	B	34,172	3,91	8,740	trvée2	3,38	10,719	3,171	0,363	0,154	32164195	3388,367	30275,096
	C	34,172	3,91	8,740	trvée3	3,38	10,719	3,171	0,726	0,266	32164195	5874,591	
	D	34,172	3,91	8,740	trvée4	3,38	10,719	3,171	0,726	0,266	32164195	5874,591	
	E	34,172	3,91	8,740	trvée5	3,38	10,719	3,171	0,726	0,266	32164195	5874,591	
	F	34,172	3,91	8,740	trvée6	3,38	10,719	3,171	0,726	0,266	32164195	5874,591	
	G	34,172	3,91	8,740					0,363	0,154	32164195	3388,367	

### V.2.3) Calcul des inerties fictives des portiques : (méthode des approximations successives)

L'inertie fictive des portiques est évaluée en calculant le déplacement de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales à 1 tonne, et de comparer ces déplacements aux flèches que produirait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales (1tonne pour chaque niveau).

Connaissant l'inertie du refend choisit, il est alors possible d'attribuer pour chaque portique et pour chaque niveau une inertie fictive, puisque dans l'hypothèse de raideur infinie des planchers nous devons obtenir la même flèche pour les portiques et pour les refends.

Après avoir déterminé l'inertie fictive de chaque portique, le problème se résume à l'étude d'une série de refends parallèle, dont l'inertie est connue.

#### 1) Calcul des flèches dans les refends : (méthode des moments des aires)

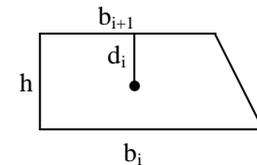
La flèche que produit un refend à un niveau  $j$  suite à une série de forces latérales égales à l'unité (1 tonne) est donnée par la formule suivante :

$$F_i = \frac{\sum S_i \times d_i}{E \times I} \quad \text{avec} \quad (I = 1m^4)$$

$F_i$  : Flèche du refend au niveau ( $i$ ) ;

$S_i$  : Elément de surface du niveau ( $i$ ) ;

$d_i$  : Distance entre le CDG de  $S$  et le niveau considéré.



Pour rappel, la surface d'un trapèze est :  $S = \frac{(b_{i+1} + b_i) \times h}{2}$

La distance ( $d_i$ ) entre le CDG du trapèze et son petit coté est donnée par :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \times h}{3(b_i + b_{i+1})}$$

Hauteur(m)	$b_i$ (m)	$b_{i+1}$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$d_i$ (m)	$S_i d_i$	$F_i / EI$
3,06	3,06	0	4,6818	2,040	9,551	3423,415
3,06	9,18	3,06	18,7272	1,785	33,428	3413,865
3,06	18,36	9,18	42,1362	1,700	71,632	3380,436
3,06	30,6	18,36	74,9088	1,658	124,161	3308,805
3,06	45,9	30,6	117,045	1,632	191,017	3184,644
3,06	64,26	45,9	168,5448	1,615	272,200	2993,626
3,06	85,68	64,26	229,4082	1,603	367,709	2721,426
3,06	107,24	85,68	295,1676	1,587	468,430	2353,718
3,06	134,78	107,24	370,2906	1,588	588,034	1885,288
4,08	166,4	134,78	614,4072	2,111	1297,254	1297,254

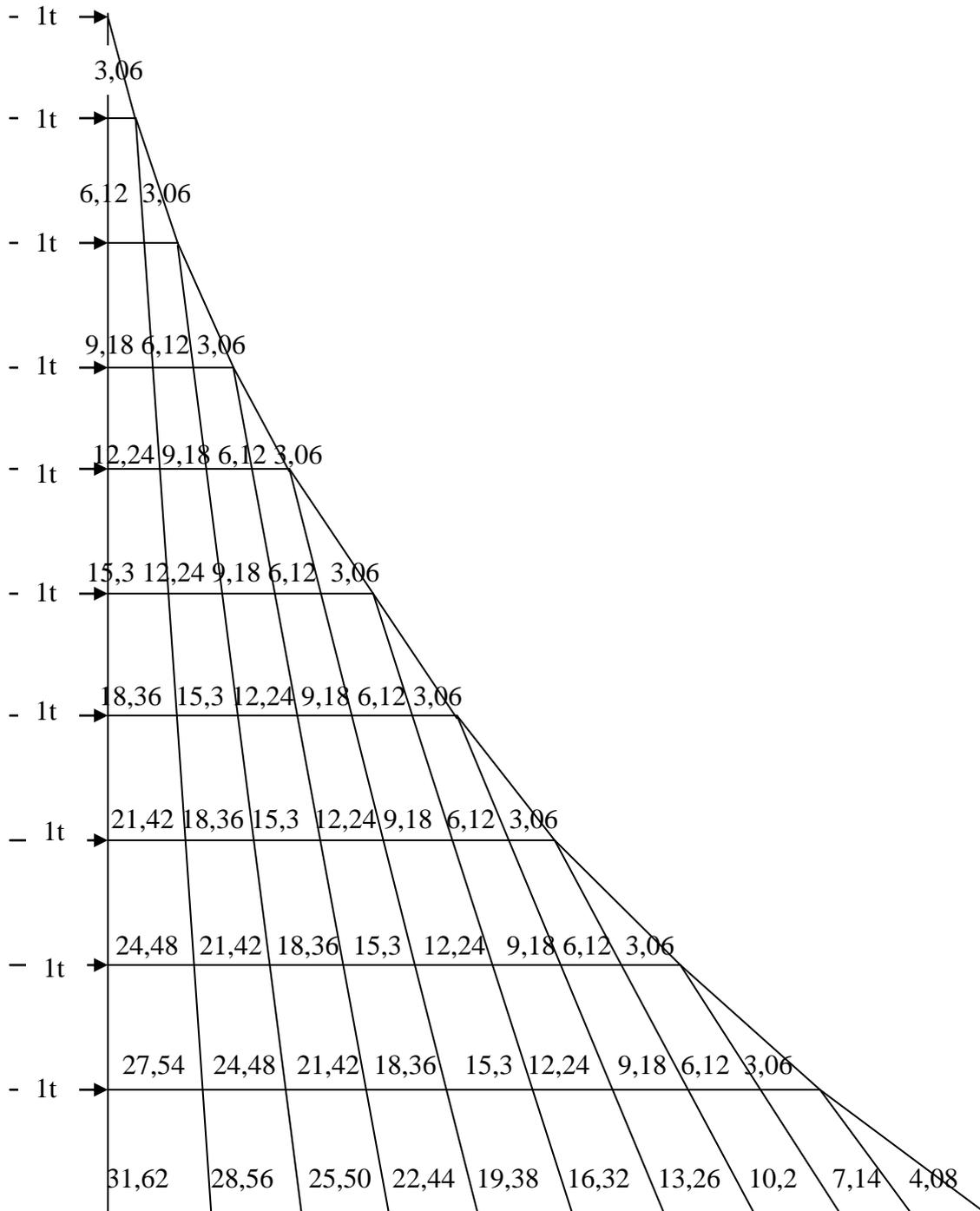
$$f_1 = \frac{1297,254}{EI} \quad ; \quad f_2 = \frac{1885,288}{EI}$$

$$f_3 = \frac{2353,718}{EI} \quad ; \quad f_4 = \frac{2721,426}{EI}$$

$$f_5 = \frac{2993,626}{EI} ; f_6 = \frac{3184,644}{EI}$$

$$f_7 = \frac{3308,805}{EI} ; f_8 = \frac{3380,436}{EI}$$

$$f_9 = \frac{3413,865}{EI} ; f_{10} = \frac{3423,415}{EI}$$



### 1) Calcul du déplacement des portiques au droit de chaque plancher

#### a) Etapas de calcul

##### a.1) calcul de la rotation d'étage : $E\theta$

##### Pour les niveaux supérieurs :

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$$

$$\text{Où : } \begin{cases} M_n = T_n \times h_n \\ M_{n+1} = T_{n+1} \times h_{n+1} \end{cases}$$

##### Pour le 1<sup>er</sup> niveau :

$$\begin{cases} \text{Poteaux encastrés : } E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}} \\ \text{Poteaux articulés : } E\theta_1 = \frac{2M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}} \end{cases}$$

##### a.2) Calcul du déplacement :

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

$$\Delta_n = \psi_n \times h$$

##### a.3) Calcul de l'inertie fictive : $I_e$

$$I_{ei} = \frac{F_i}{\Delta_i}$$

Avec :

$\sum K_{tn}$  : Somme des raideurs des poutres du  $n^{\text{ième}}$  niveau

$\sum K_{pn}$  : Somme des raideurs des poteaux du  $n^{\text{ième}}$  niveau ;

$h$  : hauteur libre d'étage ;

$E$  : module d'élasticité ;

$\Delta_i$  : Déplacement du portique au niveau  $i$ .

$F_i$  : Flèche du niveau  $i$ .

#### Remarque :

Le calcul des inerties fictives se fera pour tous les portiques, dans les deux directions orthogonales.

Les résultats du calcul sont donnés par les tableaux ci-dessous :

**Inertie fictive des portiques :**

- **Sens longitudinal :**

Niveau	portiques	$M_{n+1}$	$M_n$	$S_{Kpot.10^{-4}}$	$S_{Kpout.10^{-4}}$	$E0 \cdot 10^4$	$E\Psi_n \times 10^4$	$E\Delta_n \times 10^4$	$SEA_n \cdot 10^4$	E <sub>fi</sub>	$I_{eiy}$
9	(1-1)	0,000	30,600	26,420	22,142	0,0576	0,2117	0,5631	24,0471	3423,415	0,708
	(2-2)	0,000	30,600	26,420	22,142	0,0576	0,2117	0,5631	24,0471	3423,415	0,708
	(3-3)	0,000	30,600	26,420	22,142	0,0576	0,2117	0,5631	24,0471	3423,415	0,708
	(4-4)	0,000	30,600	26,420	22,142	0,0576	0,2117	0,5631	24,0471	3423,415	0,708
	(5-5)	0,000	30,600	26,420	22,142	0,0576	0,2117	0,5631	24,0471	3423,415	0,708
	(6-6)	0,000	30,600	26,420	22,142	0,0576	0,2117	0,5631	24,0471	3423,415	0,708
8	(1-1)	30,600	61,200	26,420	22,142	0,1727	0,4234	1,1262	23,4840	3413,415	0,403
	(2-2)	30,600	61,200	26,420	22,142	0,1727	0,4234	1,1262	23,4840	3413,415	0,403
	(3-3)	30,600	61,200	26,420	22,142	0,1727	0,4234	1,1262	23,4840	3413,415	0,403
	(4-4)	30,600	61,200	26,420	22,142	0,1727	0,4234	1,1262	23,4840	3413,415	0,403
	(5-5)	30,600	61,200	26,420	22,142	0,1727	0,4234	1,1262	23,4840	3413,415	0,403
	(6-6)	30,600	61,200	26,420	22,142	0,1727	0,4234	1,1262	23,4840	3413,415	0,403
7	(1-1)	61,200	91,800	26,420	22,142	0,2879	0,6351	1,6892	22,3578	3380,436	0,300
	(2-2)	61,200	91,800	26,420	22,142	0,2879	0,6351	1,6892	22,3578	3380,436	0,300
	(3-3)	61,200	91,800	26,420	22,142	0,2879	0,6351	1,6892	22,3578	3380,436	0,300
	(4-4)	61,200	91,800	26,420	22,142	0,2879	0,6351	1,6892	22,3578	3380,436	0,300
	(5-5)	61,200	91,800	26,420	22,142	0,2879	0,6351	1,6892	22,3578	3380,436	0,300
	(6-6)	61,200	91,800	26,420	22,142	0,2879	0,6351	1,6892	22,3578	3380,436	0,300
6	(1-1)	91,800	122,400	26,420	22,142	0,4031	0,8467	2,2523	20,6686	3308,805	0,247
	(2-2)	91,800	122,400	26,420	22,142	0,4031	0,8467	2,2523	20,6686	3308,805	0,247
	(3-3)	91,800	122,400	26,420	22,142	0,4031	0,8467	2,2523	20,6686	3308,805	0,247
	(4-4)	91,800	122,400	26,420	22,142	0,4031	0,8467	2,2523	20,6686	3308,805	0,247
	(5-5)	91,800	122,400	26,420	22,142	0,4031	0,8467	2,2523	20,6686	3308,805	0,247
	(6-6)	91,800	122,400	26,420	22,142	0,4031	0,8467	2,2523	20,6686	3308,805	0,247
5	(1-1)	122,400	153,000	44,760	22,142	0,5182	0,8607	2,2894	18,4163	3184,644	0,139
	(2-2)	122,400	153,000	44,760	22,142	0,5182	0,8607	2,2894	18,4163	3184,644	0,139

	(3-3)	122,400	153,000	44,760	22,142	0,5182	0,8607	2,2894	18,4163	3184,644	0,139
	(4-4)	122,400	153,000	44,760	22,142	0,5182	0,8607	2,2894	18,4163	3184,644	0,139
	(5-5)	122,400	153,000	44,760	22,142	0,5182	0,8607	2,2894	18,4163	3184,644	0,139
	(6-6)	122,400	153,000	44,760	22,142	0,5182	0,8607	2,2894	18,4163	3184,644	0,139
4	(1-1)	153,000	183,600	44,760	22,142	0,6334	1,0328	2,7473	16,1269	2993,626	0,109
	(2-2)	153,000	183,600	44,760	22,142	0,6334	1,0328	2,7473	16,1269	2993,626	0,109
	(3-3)	153,000	183,600	44,760	22,142	0,6334	1,0328	2,7473	16,1269	2993,626	0,109
	(4-4)	153,000	183,600	44,760	22,142	0,6334	1,0328	2,7473	16,1269	2993,626	0,109
	(5-5)	153,000	183,600	44,760	22,142	0,6334	1,0328	2,7473	16,1269	2993,626	0,109
	(6-6)	153,000	183,600	44,760	22,142	0,6334	1,0328	2,7473	16,1269	2993,626	0,109
3	(1-1)	183,600	214,200	44,760	22,142	0,7486	1,2050	3,2052	13,3796	2721,426	0,095
	(2-2)	183,600	214,200	44,760	22,142	0,7486	1,2050	3,2052	13,3796	2721,426	0,095
	(3-3)	183,600	214,200	44,760	22,142	0,7486	1,2050	3,2052	13,3796	2721,426	0,095
	(4-4)	183,600	214,200	44,760	22,142	0,7486	1,2050	3,2052	13,3796	2721,426	0,095
	(5-5)	183,600	214,200	44,760	22,142	0,7486	1,2050	3,2052	13,3796	2721,426	0,095
	(6-6)	183,600	214,200	44,760	22,142	0,7486	1,2050	3,2052	13,3796	2721,426	0,095
2	(1-1)	214,200	244,800	70,950	22,142	0,8637	1,2089	3,2155	10,1744	2353,718	0,083
	(2-2)	214,200	244,800	70,950	22,142	0,8637	1,2089	3,2155	10,1744	2353,718	0,083
	(3-3)	214,200	244,800	70,950	22,142	0,8637	1,2089	3,2155	10,1744	2353,718	0,083
	(4-4)	214,200	244,800	70,950	22,142	0,8637	1,2089	3,2155	10,1744	2353,718	0,083
	(5-5)	214,200	244,800	70,950	22,142	0,8637	1,2089	3,2155	10,1744	2353,718	0,083
	(6-6)	214,200	244,800	70,950	22,142	0,8637	1,2089	3,2155	10,1744	2353,718	0,083
1	(1-1)	244,800	275,400	70,950	22,142	0,9789	1,2778	3,3990	6,9589	1885,288	0,065
	(2-2)	244,800	275,400	70,950	22,142	0,9789	1,2778	3,3990	6,9589	1885,288	0,065
	(3-3)	244,800	275,400	70,950	22,142	0,9789	1,2778	3,3990	6,9589	1885,288	0,065
	(4-4)	244,800	275,400	70,950	22,142	0,9789	1,2778	3,3990	6,9589	1885,288	0,065
	(5-5)	244,800	275,400	70,950	22,142	0,9789	1,2778	3,3990	6,9589	1885,288	0,065
	(6-6)	244,800	275,400	70,950	22,142	0,9789	1,2778	3,3990	6,9589	1885,288	0,065
RDC	(1-1)	275,400	316,200	52,440	22,142	0,9298	0,9674	3,5599	3,5599	1297,254	0,046
	(2-2)	275,400	316,200	52,440	22,142	0,9298	0,9674	3,5599	3,5599	1297,254	0,046

	(3-3)	275,400	316,200	52,440	22,142	0,9298	0,9674	3,5599	3,5599	1297,254	0,046
	(4-4)	275,400	316,200	52,440	22,142	0,9298	0,9674	3,5599	3,5599	1297,254	0,046
	(5-5)	275,400	316,200	52,440	22,142	0,9298	0,9674	3,5599	3,5599	1297,254	0,046
	(6-6)	275,400	316,200	52,440	22,142	0,9298	0,9674	3,5599	3,5599	1297,254	0,046
											16,137

● Sens transversal

niveau	portiques	$M_{n+1}$	$M_n$	$S K_{pot}.10^{-4}$	$S K_{pout}.10^{-4}$	$E0 \cdot 10^4$	$E\Psi_n \cdot 10^4$	$E\Delta_x \cdot 10^4$	$SE\Delta_i \cdot 10^4$	E <sub>fi</sub>	$I_{eiv}$
9	(A-A)	0,000	30,600	35,226	22,199	0,05744	0,1873	0,5730	25,1331	3423,415	0,5974
	B-B	0,000	30,600	35,226	22,199	0,05744	0,1873	0,5730	25,1331	3423,415	0,5974
	(C-C)	0,000	30,600	35,226	22,199	0,05744	0,1873	0,5730	25,1331	3423,415	0,5974
	(D-D)	0,000	30,600	35,226	22,199	0,05744	0,1873	0,5730	25,1331	3423,415	0,5974
	(E-E)	0,000	30,600	35,226	22,199	0,05744	0,1873	0,5730	25,1331	3423,415	0,5974
	(F-F)	0,000	30,600	35,226	22,199	0,05744	0,1873	0,5730	25,1331	3423,415	0,5974
	(G-G)	0,000	30,600	35,226	22,199	0,05744	0,1873	0,5730	25,1331	3423,415	0,5974
	(H-H)	0,000	30,600	35,226	22,199	0,05744	0,1873	0,5730	25,1331	3423,415	0,5974
8	(A-A)	30,600	61,200	35,226	22,199	0,17231	0,3745	1,1460	24,5601	3413,865	0,2979
	B-B	30,600	61,200	35,226	22,199	0,17231	0,3745	1,1460	24,5601	3413,865	0,2979
	(C-C)	30,600	61,200	35,226	22,199	0,17231	0,3745	1,1460	24,5601	3413,865	0,2979
	(D-D)	30,600	61,200	35,226	22,199	0,17231	0,3745	1,1460	24,5601	3413,865	0,2979
	(E-E)	30,600	61,200	35,226	22,199	0,17231	0,3745	1,1460	24,5601	3413,865	0,2979
	(F-F)	30,600	61,200	35,226	22,199	0,17231	0,3745	1,1460	24,5601	3413,865	0,2979
	(G-G)	30,600	61,200	35,226	22,199	0,17231	0,3745	1,1460	24,5601	3413,865	0,2979
	(H-H)	30,600	61,200	35,226	22,199	0,17231	0,3745	1,1460	24,5601	3413,865	0,2979
7	(A-A)	61,200	91,800	35,226	22,199	0,28718	0,5618	1,7190	23,4140	3380,436	0,1966
	B-B	61,200	91,800	35,226	22,199	0,28718	0,5618	1,7190	23,4140	3380,436	0,1966
	(C-C)	61,200	91,800	35,226	22,199	0,28718	0,5618	1,7190	23,4140	3380,436	0,1966
	(D-D)	61,200	91,800	35,226	22,199	0,28718	0,5618	1,7190	23,4140	3380,436	0,1966
	(E-E)	61,200	91,800	35,226	22,199	0,28718	0,5618	1,7190	23,4140	3380,436	0,1966

	(F-F)	61,200	91,800	35,226	22,199	0,28718	0,5618	1,7190	23,4140	3380,436	0,1966
	(G-G)	61,200	91,800	35,226	22,199	0,28718	0,5618	1,7190	23,4140	3380,436	0,1966
	(H-H)	61,200	91,800	35,226	22,199	0,28718	0,5618	1,7190	23,4140	3380,436	0,1966
6	(A-A)	91,800	122,400	35,226	22,199	0,40205	0,7490	2,2921	21,6950	3308,805	0,1444
	B-B	91,800	122,400	35,226	22,199	0,40205	0,7490	2,2921	21,6950	3308,805	0,1444
	(C-C)	91,800	122,400	35,226	22,199	0,40205	0,7490	2,2921	21,6950	3308,805	0,1444
	(D-D)	91,800	122,400	35,226	22,199	0,40205	0,7490	2,2921	21,6950	3308,805	0,1444
	(E-E)	91,800	122,400	35,226	22,199	0,40205	0,7490	2,2921	21,6950	3308,805	0,1444
	(F-F)	91,800	122,400	35,226	22,199	0,40205	0,7490	2,2921	21,6950	3308,805	0,1444
	(G-G)	91,800	122,400	35,226	22,199	0,40205	0,7490	2,2921	21,6950	3308,805	0,1444
	(H-H)	91,800	122,400	35,226	22,199	0,40205	0,7490	2,2921	21,6950	3308,805	0,1444
	5	(A-A)	122,400	153,000	52,214	22,199	0,51692	0,8185	2,5047	19,4029	3184,644
B-B		122,400	153,000	52,214	22,199	0,51692	0,8185	2,5047	19,4029	3184,644	0,1271
(C-C)		122,400	153,000	52,214	22,199	0,51692	0,8185	2,5047	19,4029	3184,644	0,1271
(D-D)		122,400	153,000	52,214	22,199	0,51692	0,8185	2,5047	19,4029	3184,644	0,1271
(E-E)		122,400	153,000	52,214	22,199	0,51692	0,8185	2,5047	19,4029	3184,644	0,1271
(F-F)		122,400	153,000	52,214	22,199	0,51692	0,8185	2,5047	19,4029	3184,644	0,1271
(G-G)		122,400	153,000	52,214	22,199	0,51692	0,8185	2,5047	19,4029	3184,644	0,1271
(H-H)		122,400	153,000	52,214	22,199	0,51692	0,8185	2,5047	19,4029	3184,644	0,1271
4	(A-A)	153,000	183,600	52,214	22,199	0,63179	0,9822	3,0057	16,8982	2993,626	0,0996
	B-B	153,000	183,600	52,214	22,199	0,63179	0,9822	3,0057	16,8982	2993,626	0,0996
	(C-C)	153,000	183,600	52,214	22,199	0,63179	0,9822	3,0057	16,8982	2993,626	0,0996
	(D-D)	153,000	183,600	52,214	22,199	0,63179	0,9822	3,0057	16,8982	2993,626	0,0996
	(E-E)	153,000	183,600	52,214	22,199	0,63179	0,9822	3,0057	16,8982	2993,626	0,0996
	(F-F)	153,000	183,600	52,214	22,199	0,63179	0,9822	3,0057	16,8982	2993,626	0,0996
	(G-G)	153,000	183,600	52,214	22,199	0,63179	0,9822	3,0057	16,8982	2993,626	0,0996
	(H-H)	153,000	183,600	52,214	22,199	0,63179	0,9822	3,0057	16,8982	2993,626	0,0996
3	(A-A)	183,600	214,200	52,214	22,199	0,74666	1,1460	3,5066	13,8925	2721,426	0,0776
	B-B	183,600	214,200	52,214	22,199	0,74666	1,1460	3,5066	13,8925	2721,426	0,0776
	(C-C)	183,600	214,200	52,214	22,199	0,74666	1,1460	3,5066	13,8925	2721,426	0,0776

	(D-D)	183,600	214,200	52,214	22,199	0,74666	1,1460	3,5066	13,8925	2721,426	0,0776
	(E-E)	183,600	214,200	52,214	22,199	0,74666	1,1460	3,5066	13,8925	2721,426	0,0776
	(F-F)	183,600	214,200	52,214	22,199	0,74666	1,1460	3,5066	13,8925	2721,426	0,0776
	(G-G)	183,600	214,200	52,214	22,199	0,74666	1,1460	3,5066	13,8925	2721,426	0,0776
	(H-H)	183,600	214,200	52,214	22,199	0,74666	1,1460	3,5066	13,8925	2721,426	0,0776
2	(A-A)	214,200	244,800	94,593	22,199	0,86153	1,1346	3,4719	10,3859	2353,718	0,0678
	B-B	214,200	244,800	94,593	22,199	0,86153	1,1346	3,4719	10,3859	2353,718	0,0678
	(C-C)	214,200	244,800	94,593	22,199	0,86153	1,1346	3,4719	10,3859	2353,718	0,0678
	(D-D)	214,200	244,800	94,593	22,199	0,86153	1,1346	3,4719	10,3859	2353,718	0,0678
	(E-E)	214,200	244,800	94,593	22,199	0,86153	1,1346	3,4719	10,3859	2353,718	0,0678
	(F-F)	214,200	244,800	94,593	22,199	0,86153	1,1346	3,4719	10,3859	2353,718	0,0678
	(G-G)	214,200	244,800	94,593	22,199	0,86153	1,1346	3,4719	10,3859	2353,718	0,0678
	(H-H)	214,200	244,800	94,593	22,199	0,86153	1,1346	3,4719	10,3859	2353,718	0,0678
1	(A-A)	244,800	275,400	94,593	22,199	0,97640	1,1706	3,5820	6,9140	1885,288	0,0526
	B-B	244,800	275,400	94,593	22,199	0,97640	1,1706	3,5820	6,9140	1885,288	0,0526
	(C-C)	244,800	275,400	94,593	22,199	0,97640	1,1706	3,5820	6,9140	1885,288	0,0526
	(D-D)	244,800	275,400	94,593	22,199	0,97640	1,1706	3,5820	6,9140	1885,288	0,0526
	(E-E)	244,800	275,400	94,593	22,199	0,97640	1,1706	3,5820	6,9140	1885,288	0,0526
	(F-F)	244,800	275,400	94,593	22,199	0,97640	1,1706	3,5820	6,9140	1885,288	0,0526
	(G-G)	244,800	275,400	94,593	22,199	0,97640	1,1706	3,5820	6,9140	1885,288	0,0526
	(H-H)	244,800	275,400	94,593	22,199	0,97640	1,1706	3,5820	6,9140	1885,288	0,0526
RDC	(A-A)	275,400	316,200	69,917	22,199	0,87956	0,8167	3,3320	3,3320	1297,254	0,0389
	B-B	275,400	316,200	69,917	22,199	0,87956	0,8167	3,3320	3,3320	1297,254	0,0389
	(C-C)	275,400	316,200	69,917	22,199	0,87956	0,8167	3,3320	3,3320	1297,254	0,0389
	(D-D)	275,400	316,200	69,917	22,199	0,87956	0,8167	3,3320	3,3320	1297,254	0,0389
	(E-E)	275,400	316,200	69,917	22,199	0,87956	0,8167	3,3320	3,3320	1297,254	0,0389
	(F-F)	275,400	316,200	69,917	22,199	0,87956	0,8167	3,3320	3,3320	1297,254	0,0389
	(G-G)	275,400	316,200	69,917	22,199	0,87956	0,8167	3,3320	3,3320	1297,254	0,0389
	(H-H)	275,400	316,200	69,917	22,199	0,87956	0,8167	3,3320	3,3320	1297,254	0,0389
											20,370

**V.3) Comparaison des inerties des voiles et des portiques :****Sens longitudinal (X-X)**

Inertie totale (voiles + portiques).....	03, 836 .....	100, 00 %
Inertie moyenne des portiques.....	01, 614.....	42, 18 %
Inertie des voiles .....	02, 222.....	57, 82%

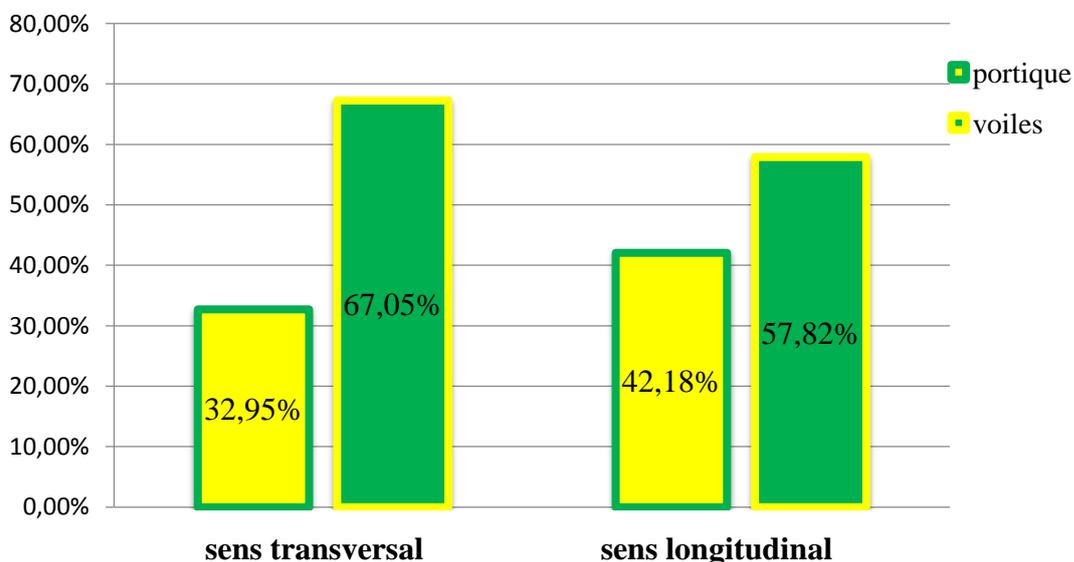
**Sens transversal (Y-Y)**

Inertie totale (voiles + portiques).....	06, 228.....	100, 00 %
Inertie moyenne des portiques.....	02, 037.....	32, 95 %
Inertie des voiles .....	04, 191.....	67, 05 %

**Conclusion :**

En comparant les résultats obtenus, on voit que dans le deux sens (longitudinal ; transversal) l'inertie des voiles est supérieure à celle des portiques,  
Le RPA prescrit pour ce genre de système (mixte) les recommandations suivantes :

- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

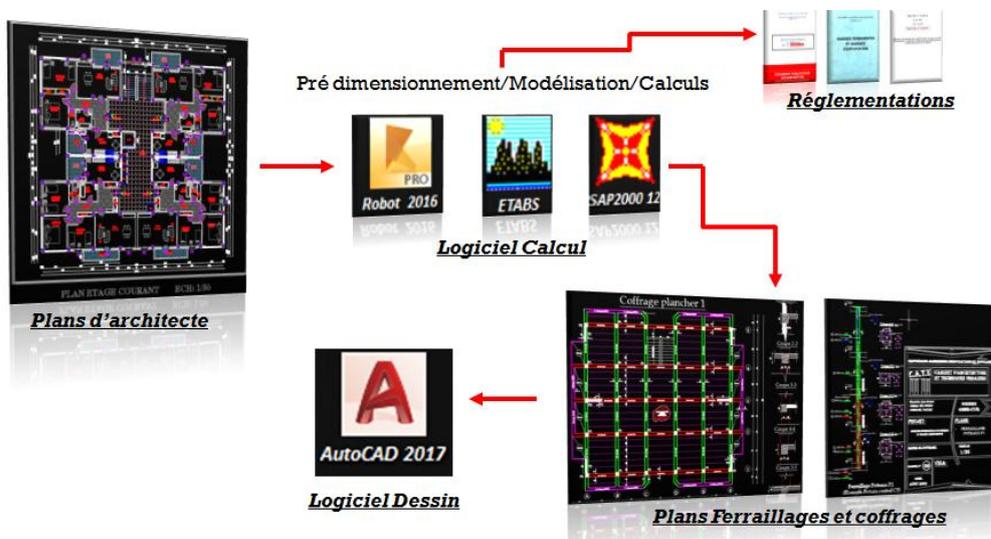
**comparaison des inerties**

## I) Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses, pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

## II) Un logiciel du calcul :

Est un logiciel destiné à modéliser analyser et dimensionner les différent types de structures les calculer, vérifier les résultats obtenus et dimensionner les éléments spécifiques de la structure appart ire des plans d'architecte.



**III) Terminologie :** sachant que le logiciel ETABS est un logiciel de modélisation en langue anglaise, pour cela la connaissance de quelques termes anglais est nécessaire

**Nom du programme:** Extended Analysis of Building Systems

**Entreprise productrice :** Computers and structure. Berkeley, Californie, USA.

## IV) Manuel d'utilisation d'ETABS :

Pour notre modélisation on a utilisé la version ETABS V.9.6.

Pour choisir l'application ETABS, on clique sur l'icône suivante :



### IV-1) Etapes d'introduction des données :

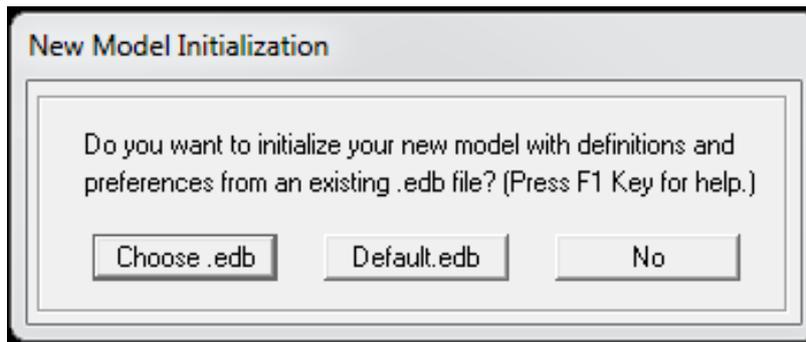
L'introduction des données relatives à une structure se fait en plusieurs étapes. Dans ce qui suit, nous présenterons les différentes interfaces et raccourcis utilisés.

- Choisir les unités

on choisie l'unité KN-m (les forces en KN et les distances en mètre).

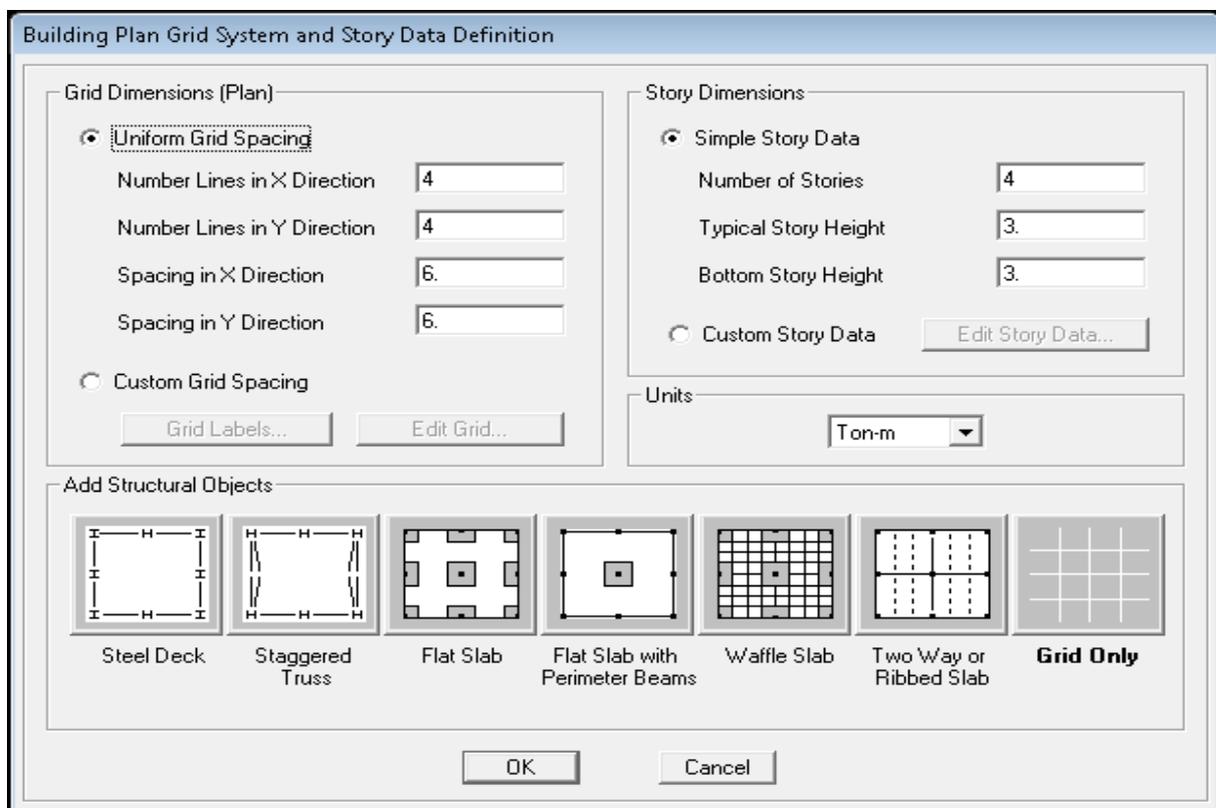


- Ouvrir un nouveau modèle avec **File> New model** et choisir **Default.edb**



*Fig. V-1 : Interface d'initialisation du modèle.*

La boîte de dialogue suivante apparaît :



*Fig. V-2 : Interface d'introduction des données générales.*

L'interface ci-dessus permet d'introduire:

- le nombre d'axes,
- le nombre de niveaux,
- la hauteur du RDC et des étages courants.

Dans le cas où les travées sont de longueurs différentes, les options **Custom Grid Spacing** et **Edit Grid** permettent d'accéder à l'interface ci-dessous qui permet la modification des longueurs des entre-axes.

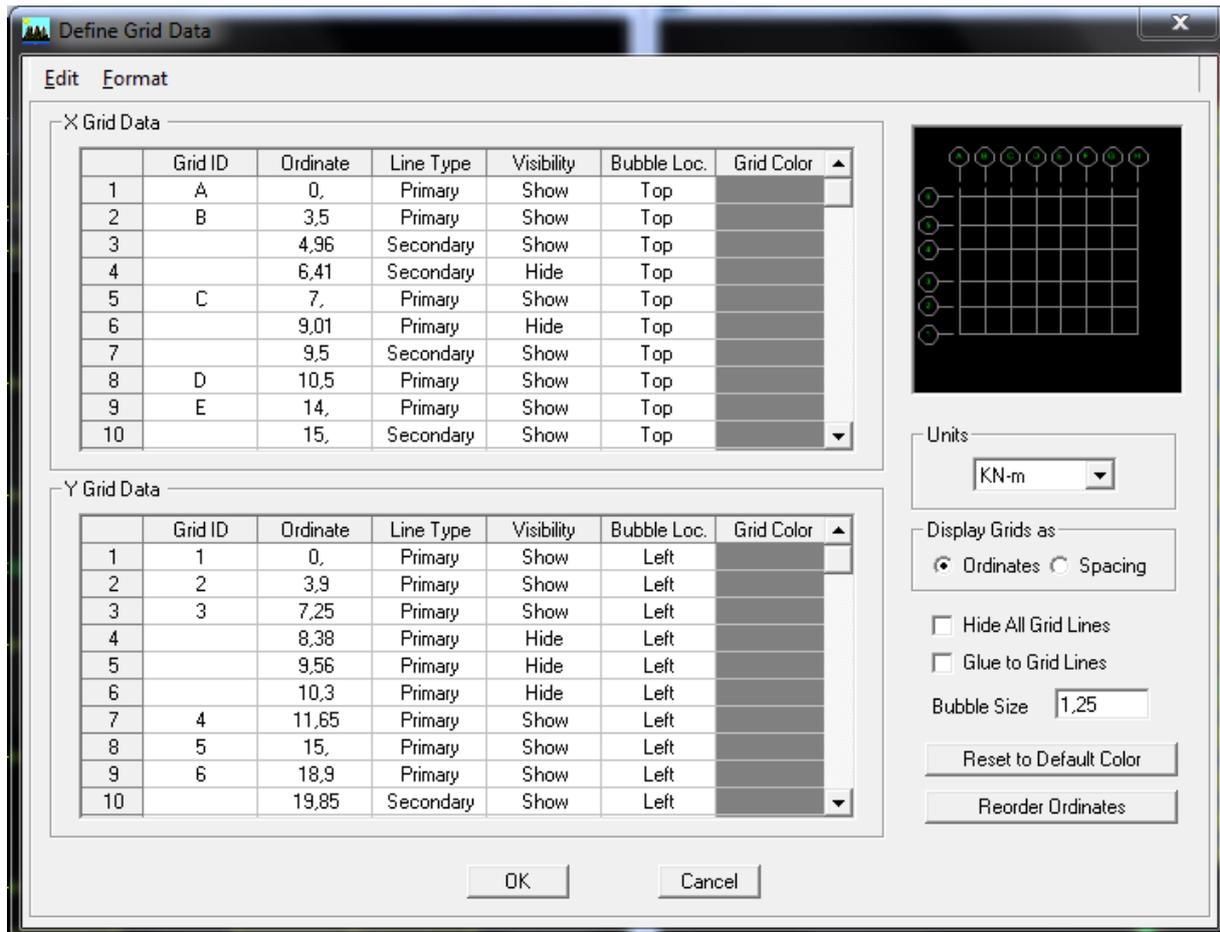


Fig. V-3 : Interface de modification des entre-axes.

De même manière, si les hauteurs d'étages ne sont pas constantes, les options **Custom Story Data** et **Edit Story Data** permettent la correction des hauteurs d'étages introduites précédemment (fig. V-4).

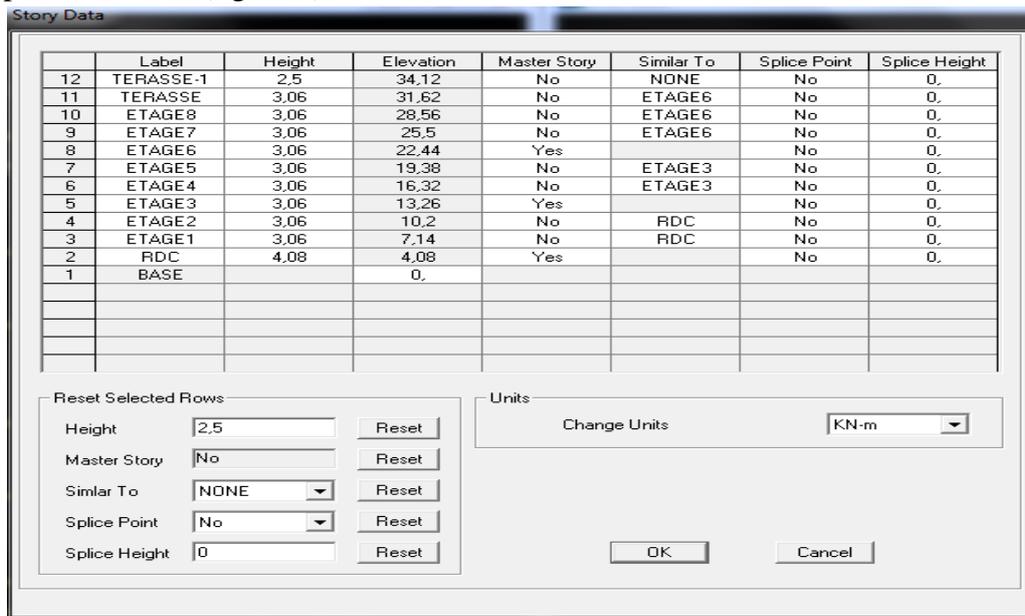


Fig. V-4 : Interface de modification des hauteurs d'étages.

• définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés :

En utilisant le raccourci suivant :



On introduit :

- ✓ La masse volumique
- ✓ Module d'élasticité
- ✓ Résistance caractéristique de béton à 28 jours ( $f_{c28}$ )
- ✓ Limite élastique de l'acier longitudinal ( $f_c$ )
- ✓ Limite élastique de l'acier transversal

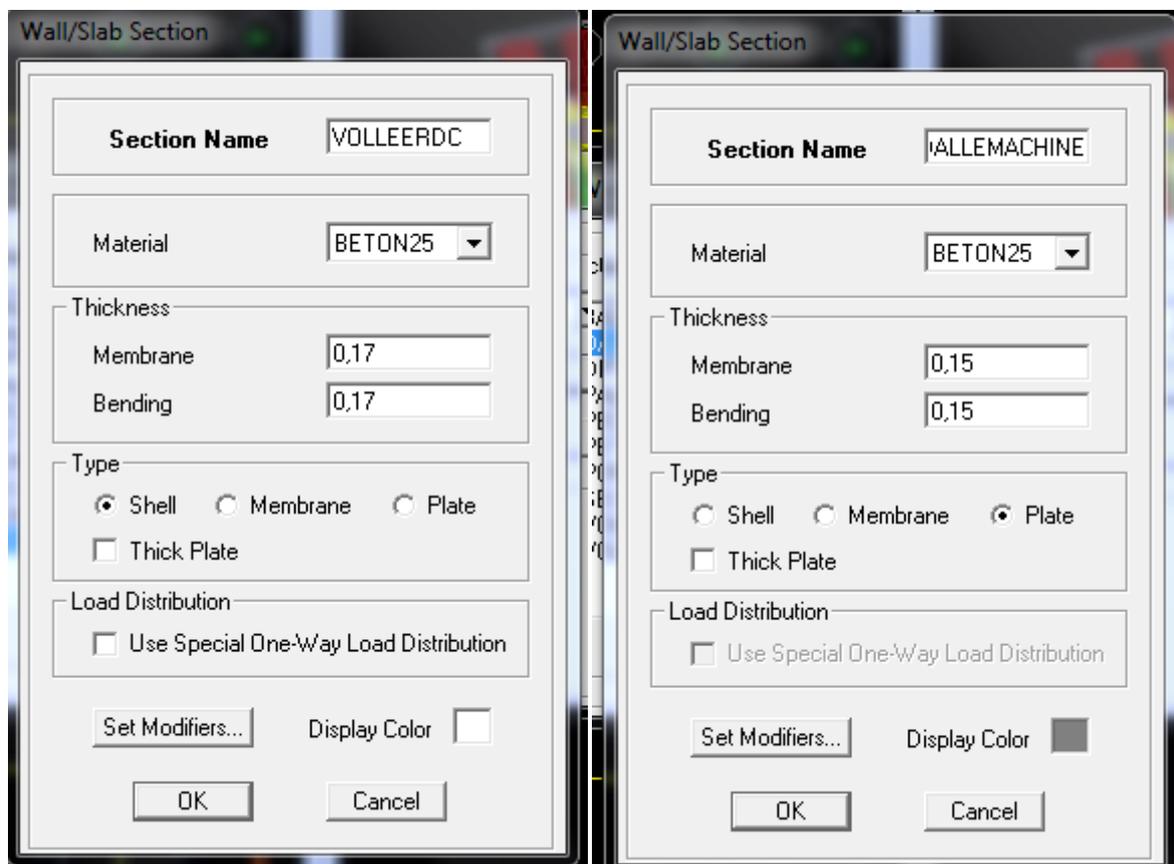
*Fig. V-5 : Interface d'introduction des caractéristiques du béton et des aciers.*

Ensuite on introduit les dimensions des éléments linéaires (poutres et poteaux) en utilisant le raccourci suivant :



*Fig. V-6 : Interface d'introduction des caractéristiques des éléments linéaires.*

- Les dimensions des éléments plans (dalles et voiles) sont introduites en utilisant le raccourci suivant :



*Fig. V-7 : Interfaces d'introduction des données des voiles et des dalles.*

- Construire la structure en utilisant les raccourcis suivants :

✚ Pour les poteaux : 

✚ Pour les poutres : 

✚ Pour les dalles et les voiles : 

## IV-2) Etape de chargement :

Pour charger les poutres et les poutrelles en utilisant le raccourci suivant :



Fig. V-8 : Interface d'introduction des charges pour les poutres.

Et pour la charge des dalles pleines, on utilise le raccourci suivant :



Fig. V-9 : Interface d'introduction des charges pour les dalles.

- On définit le spectre du RPA à partir du logiciel **RPA99** ci-dessous :



Ce logiciel permet d'introduire les données sismiques suivantes :

- ◆ La zone : II<sub>a</sub>
- ◆ Le groupe d'usage : 2 (bâtiments à usage d'habitations).
- ◆ Le coefficient de comportement R : contreventement mixte (R = 5).
- ◆ Le coefficient d'amortissement A : A = 0,15 (**Tableau 4.1 RPA 99. V2003**).
- ◆ Site : S3. (site meuble)
- ◆ Facteur de qualité (Q):  $Q=1+\Sigma P_q$  : Q=1

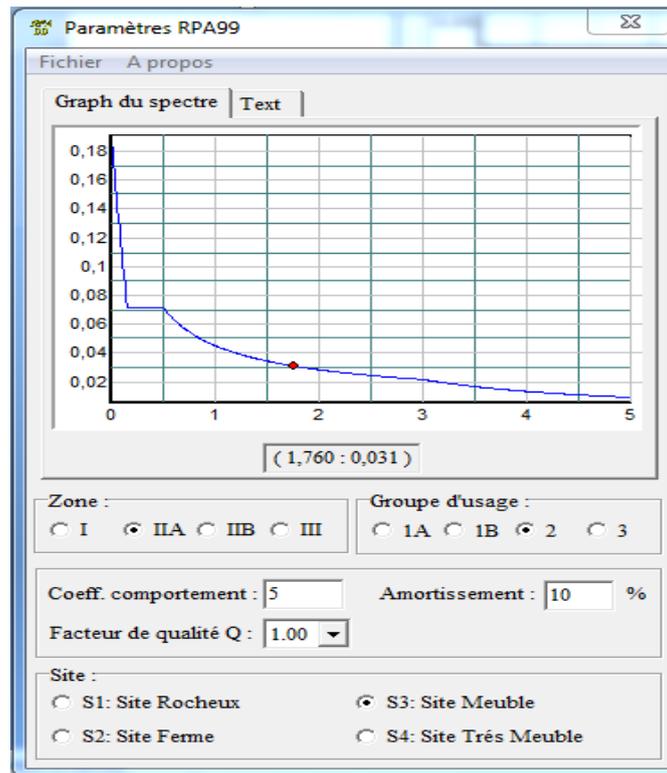


Fig. V-10 : Interface d'introduction des données de spectre dans le logiciel RPA99.

- Introduire le spectre du RPA en utilisant le raccourci suivant:



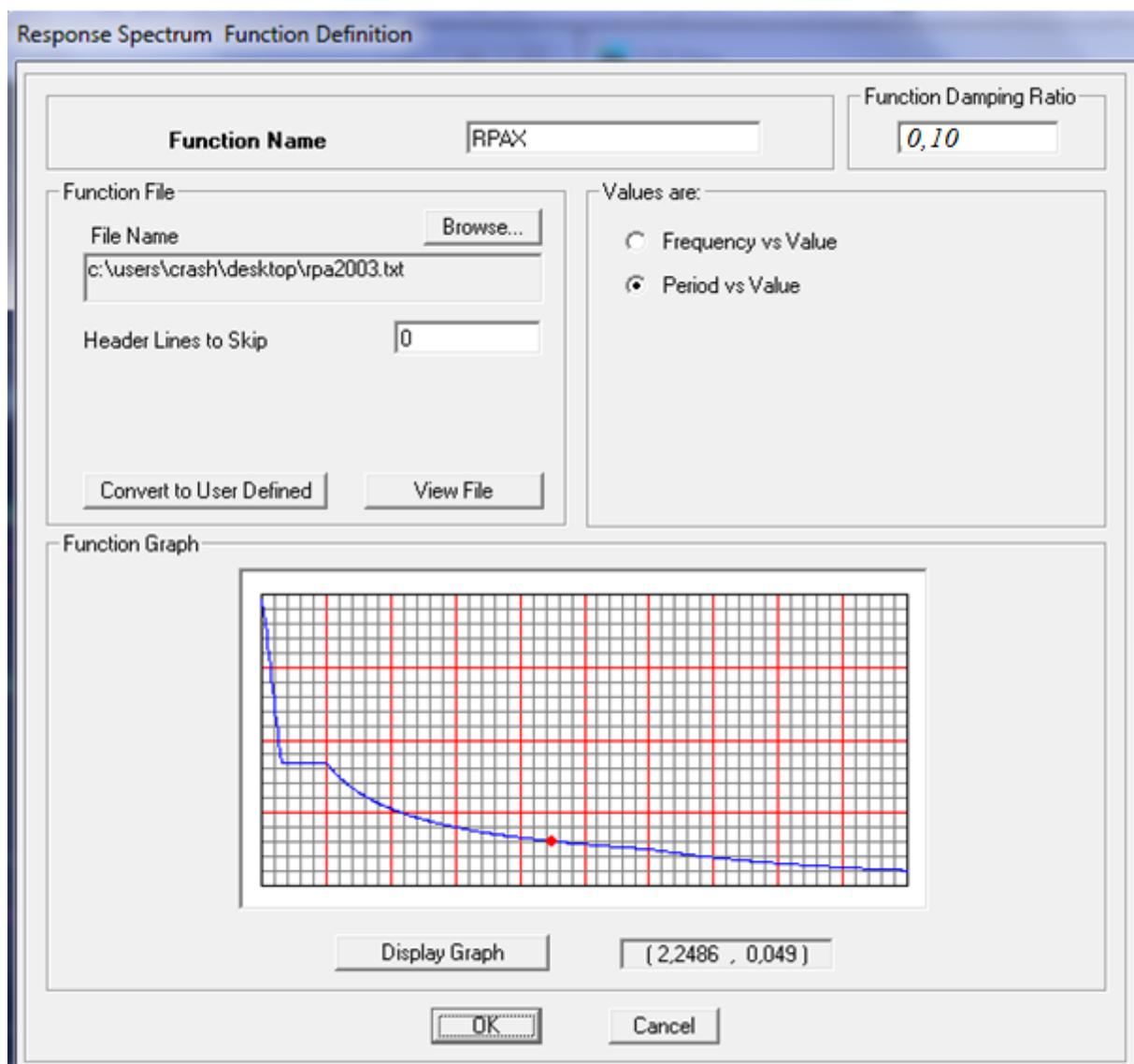


Fig. V-11 : Interface d'introduction du spectre

- Introduire les caractéristiques du spectre en utilisant le raccourci suivant :



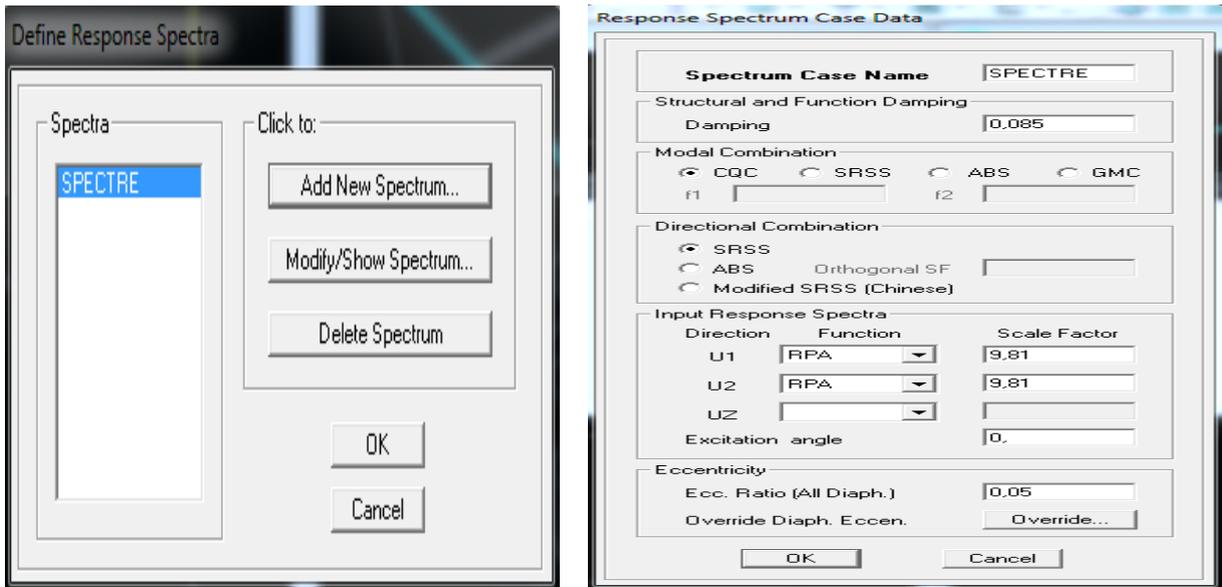


Fig. V-12 : Interface de définition des caractéristiques du spectre.

- Introduire le type d'appui pour les poteaux et les voiles à la base de la structure en utilisant le raccourci suivant :

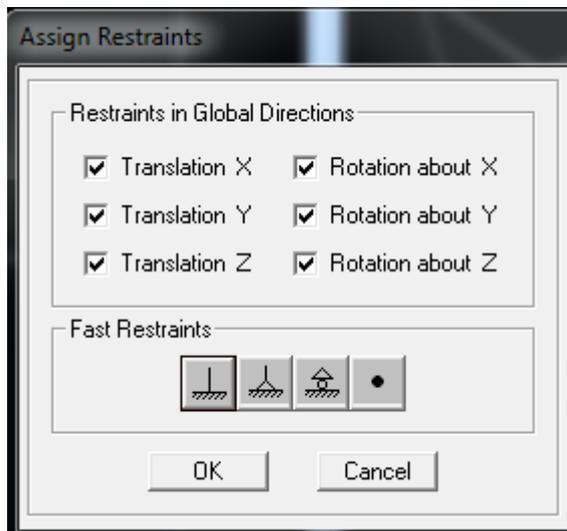


Fig. V-13 : Interface d'introduction des types d'appuis.

Pour notre structure, on a un encastrement, donc on clic sur la fenêtre : 

- Définir les coefficients permettant le calcul de la masse sismique en utilisant le

raccourci suivant : 

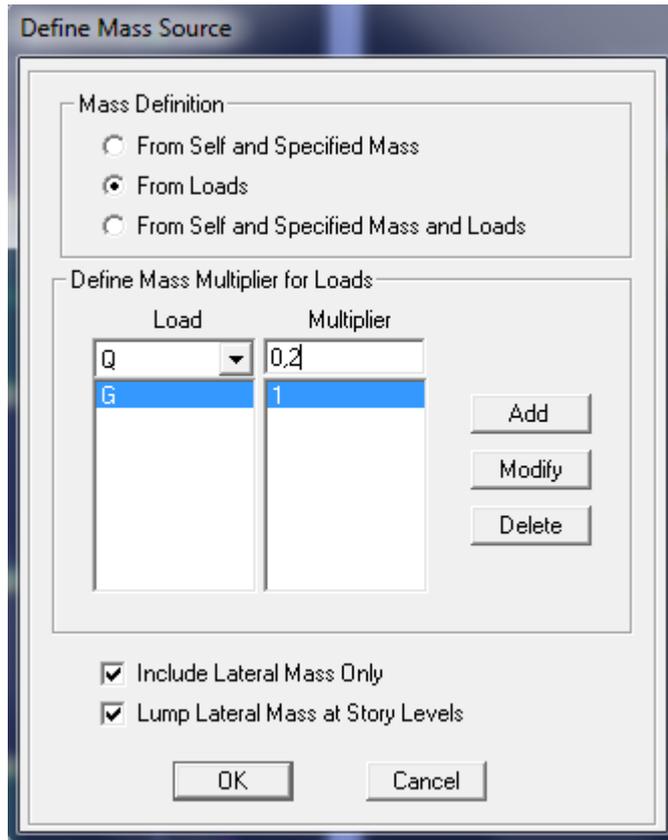


Fig. V-14 : Interface d'introduction des coefficients définissant la masse sismique.

- Définir les différents diaphragmes en utilisant le raccourci suivant :

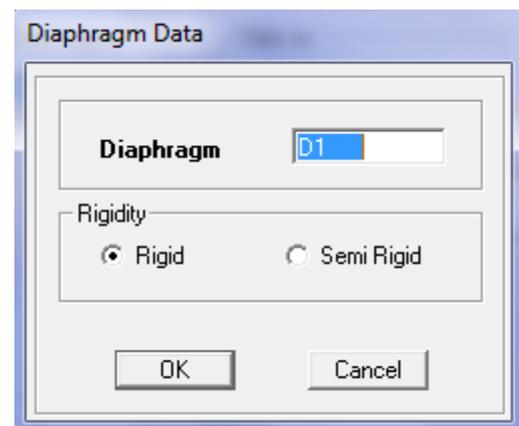
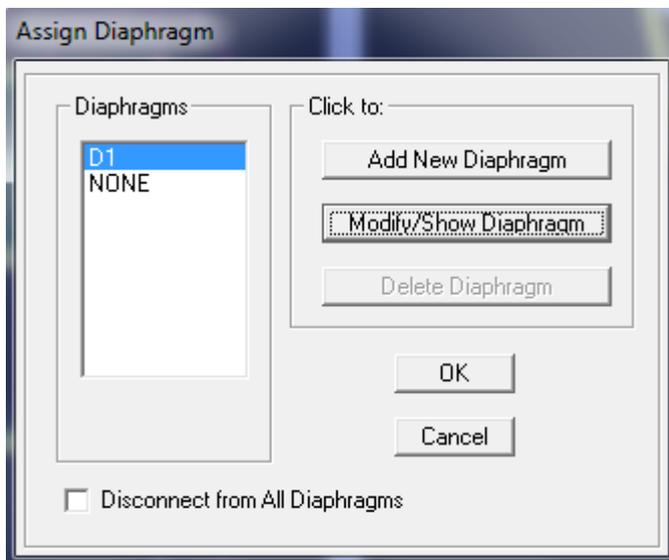


Fig. V-15 : Interface d'introduction des diaphragmes.

- Introduire les combinaisons d'actions en utilisant le raccourci suivant :



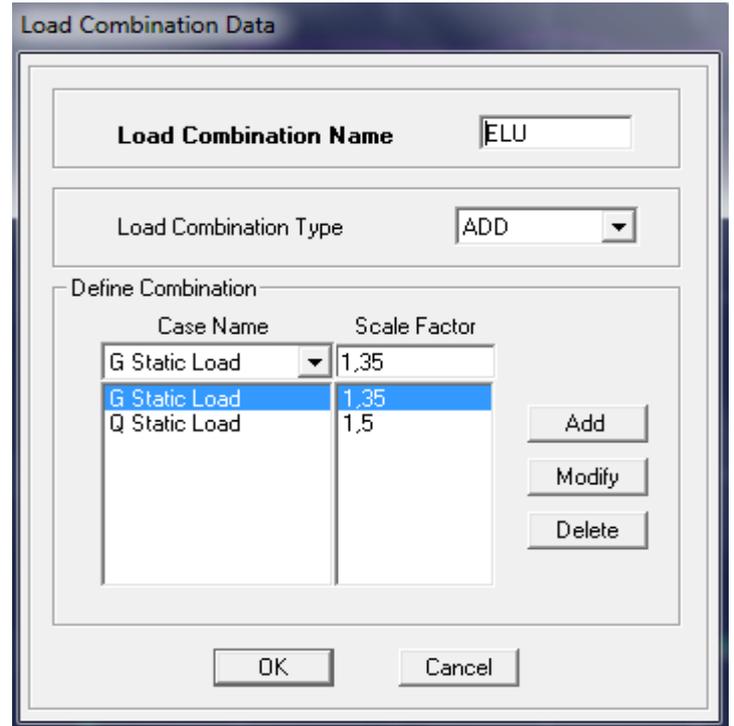
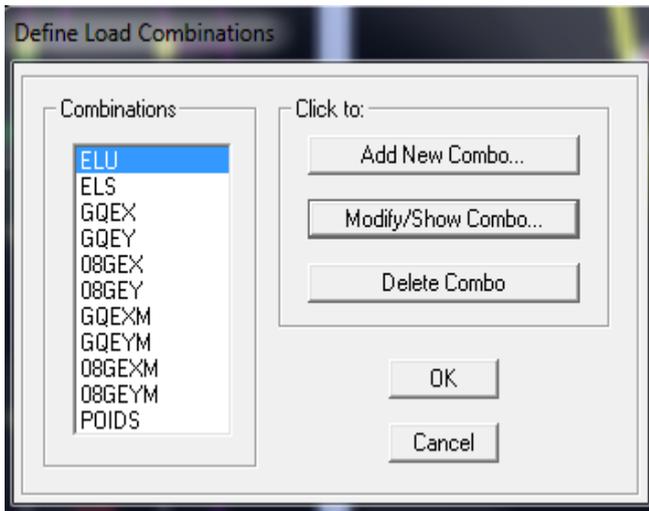


Fig. V-16 : Interfaces d'introduction des combinaisons d'action.

Les données étant introduites, une visualisation en 3D permet de voir la structure.

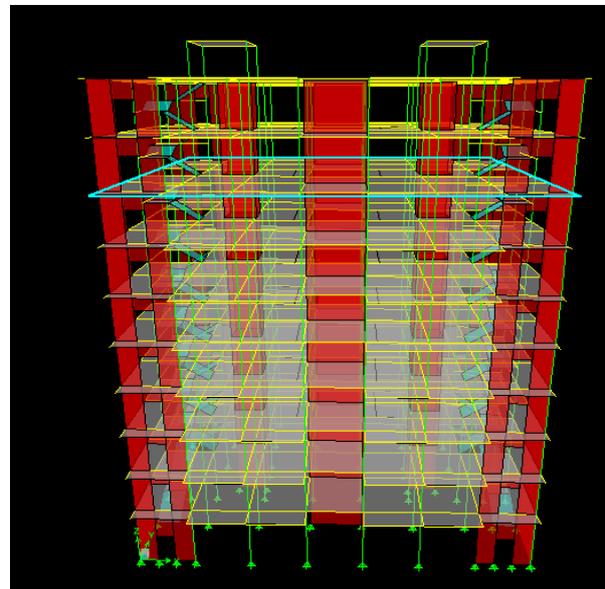
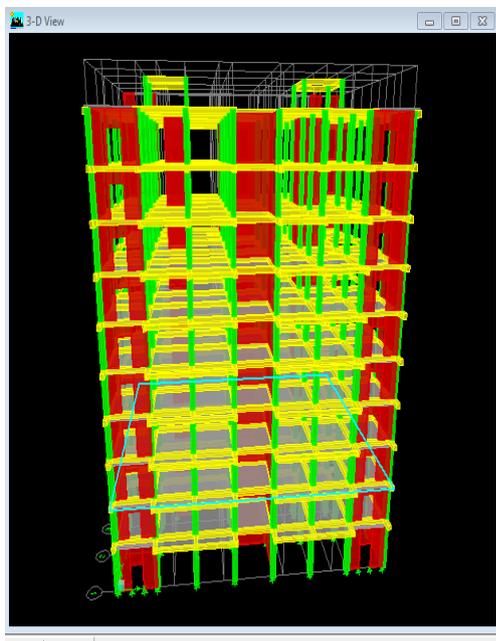


Fig. V-17 : Vue en 3D de la structure.

Et une autre visualisation permet de voir la structure en plan :

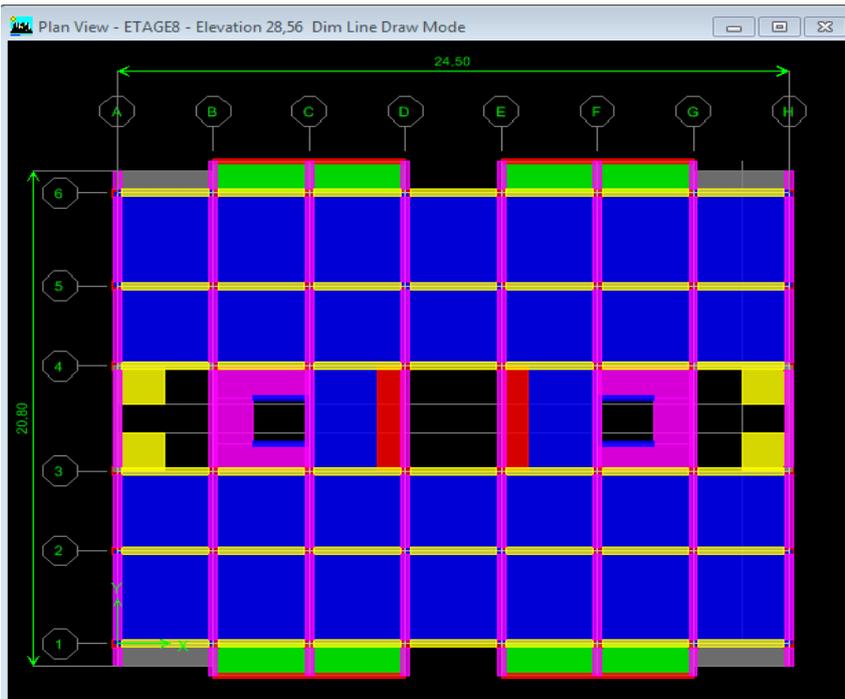


Fig. V-18 : Vue en plan de la structure.

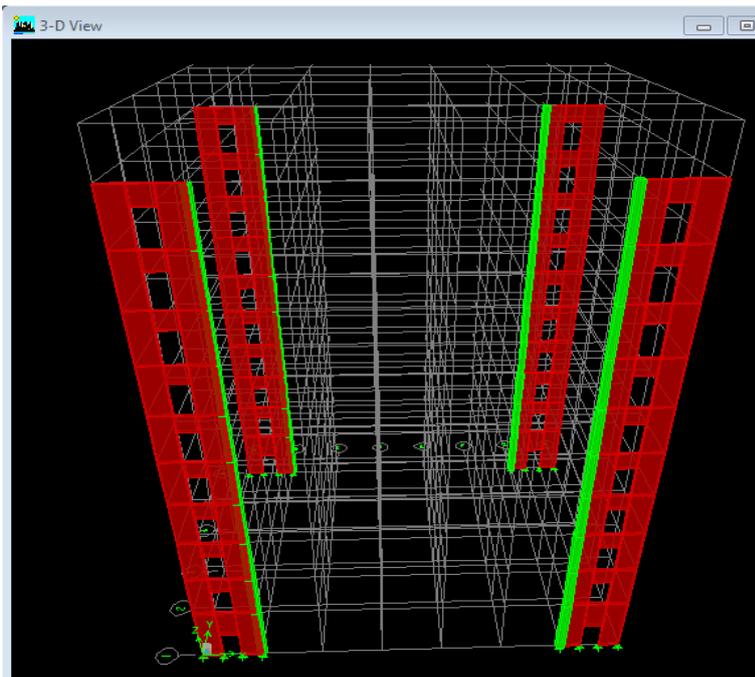


Fig. V-19 : Voile avec ouverture en 3D

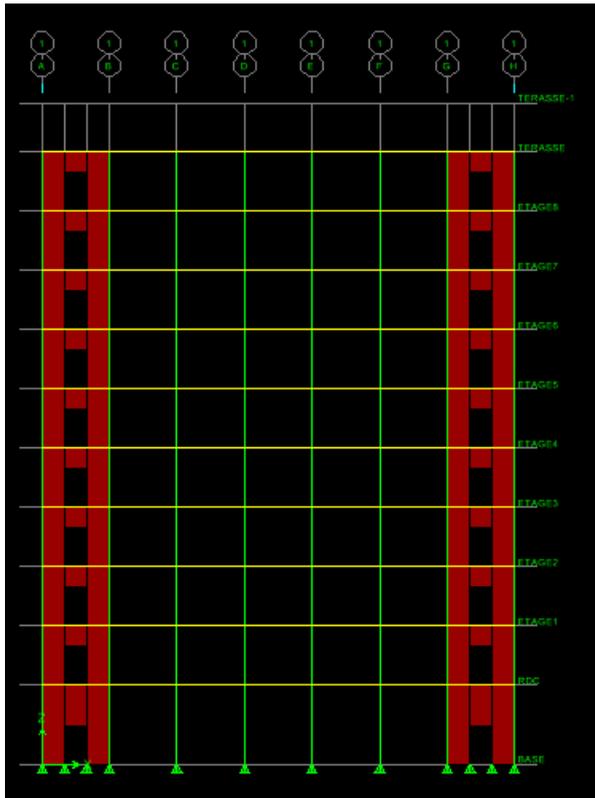


Fig. V-20 : voiles en élévation avant le maillage.

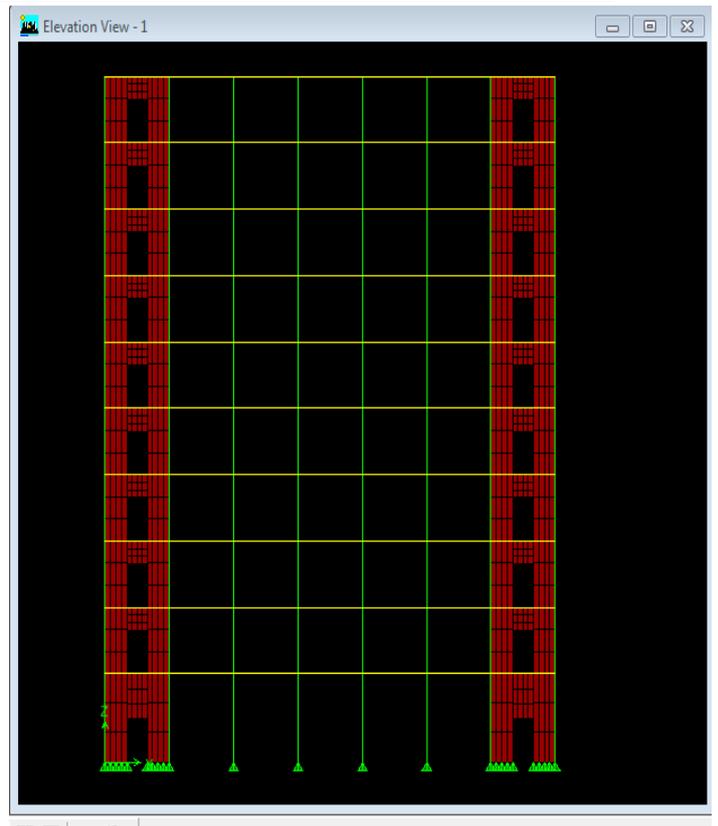


Fig. V-21 : voiles après le maillage.

### Vérification des Exigences du RPA :

On doit vérifier toutes les exigences du RPA qui sont :

1. L'excentricité.
2. Le pourcentage de participation de la masse modale.
3. L'effort tranchant à la base.
4. Les déplacements relatifs.
5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
6. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux
7. Justification du système de contreventement

#### 1. Vérification de l'excentricité :

$$|X_{CM} - X_{CR}| \leq 5\% L_x.$$

$$|Y_{CM} - Y_{CR}| \leq 5\% L_y.$$

Avec:

$X_{CM}$  : Le centre de masse.

$X_{CR}$  : Le centre de torsion.

Tableau V-1 les coordonnées des centres de masse et des centres de torsion

	Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR
▶	TERASSE-1	DA1	12,250	9,437	12,239	9,539
	ETAGE1	DA2	12,250	9,450	12,202	9,502
	ETAGE2	DA3	12,219	9,446	12,117	9,466
	ETAGE3	DA4	12,219	9,446	12,039	9,440
	ETAGE4	DA5	12,219	9,446	11,975	9,422
	ETAGE5	DA6	12,219	9,445	11,922	9,410
	ETAGE6	DA7	12,218	9,445	11,878	9,400
	ETAGE7	DA8	12,218	9,445	11,843	9,394
	ETAGE8	DA9	12,218	9,456	11,821	9,390
	TERASSE	DA10	12,250	9,446	11,818	9,390
	TERASSE-1	DA11	12,250	9,450	12,204	9,436

✚ **Suivant le sens x-x** : On doit vérifier que :

$$|XCM - XCR| \leq 5\% Lx.$$

Tableau V-2: Vérification de l'excentricité suivant x-x.

Story	Diaphragma	XCM	XCR	$ XCM - XCR $	5% Lx	condition
RDC	DA1	12,25	12,239	0,011	1,225	vérifiée
ETAGE1	DA2	12,25	12,202	0,048	1,225	vérifiée
ETAGE2	DA3	12,219	12,117	0,102	1,225	vérifiée
ETAGE3	DA4	12,219	12,039	0,18	1,225	vérifiée
ETAGE4	DA5	12,219	11,975	0,244	1,225	vérifiée
ETAGE5	DA6	12,219	11,922	0,297	1,225	vérifiée
ETAGE6	DA7	12,218	11,878	0,34	1,225	vérifiée
ETAGE7	DA8	12,218	11,843	0,375	1,225	vérifiée
ETAGE8	DA9	12,218	11,821	0,397	1,225	vérifiée
TERASSE	DA10	12,25	11,818	0,432	1,225	vérifiée
TERASSE-1	DA11	12,25	12,204	0,046	1,225	vérifiée

✚ **Suivant le sens y-y** : On doit vérifier que :

$$|YCM - YCR| \leq 5\% Ly.$$

Tableau V -3: Vérification de l'excentricité suivant y-y.

Story	Diaphragma	YCM	YCR	$ YCM - YCR $	5% Ly	condition
RDC	DA1	9,437	9,539	0,102	0,945	vérifiée
ETAGE1	DA2	9,45	9,502	0,052	0,945	vérifiée
ETAGE2	DA3	9,446	9,466	0,02	0,945	vérifiée
ETAGE3	DA4	9,446	9,44	0,006	0,945	vérifiée
ETAGE4	DA5	9,446	9,422	0,024	0,945	vérifiée
ETAGE5	DA6	9,445	9,41	0,035	0,945	vérifiée
ETAGE6	DA7	9,445	9,4	0,045	0,945	vérifiée
ETAGE7	DA8	9,445	9,394	0,051	0,945	vérifiée
ETAGE8	DA9	9,456	9,39	0,066	0,945	vérifiée
TERASSE	DA10	9,446	9,39	0,056	0,945	vérifiée
TERASSE-1	DA11	9,45	9,436	0,014	0,945	vérifiée

## 2. Pourcentage de la participation de la masse modale :

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur ou égale à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y) ; (Art 4.3.4 RPA99/version 2003).

Tableau IV-4: Pourcentage de participation de la masse modale :

	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
	1	0,904167	70,6319	0,0006	70,6319	0,0006	0,0011
	2	0,748622	0,0005	70,2773	70,6324	70,2779	0,0984
	3	0,546033	0,0009	0,1238	70,6333	70,4017	69,4005
	4	0,229672	18,0894	0,0000	88,7227	70,4017	0,0000
	5	0,188089	0,0000	18,1609	88,7227	88,5626	0,0065
	6	0,133399	0,0001	0,0006	88,7227	88,5632	14,1903
	7	0,124885	0,9353	0,0001	89,6581	88,5634	0,0006
	8	0,124462	0,0002	0,5461	89,6582	89,1095	0,0033
	9	0,120993	0,0000	0,0029	89,6582	89,1124	5,6584
	10	0,104141	5,2465	0,0000	94,9047	89,1125	0,0002
▶	11	0,083568	0,0000	6,2115	94,9047	95,3240	0,0019
	12	0,066003	2,6064	0,0001	97,5111	95,3240	0,0019
	13	0,059486	0,0004	0,0000	97,5115	95,3240	6,1918

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment au dixième mode dans le sens(x-x) et au onzième mode dans le sens (y-y), d'où la condition du RPA est vérifiée.

## 3. Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.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  $V_t < 0.80 V$  il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport **0,8V/V<sub>t</sub>**

### ✚ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t \text{ (Formule 4.1 du RPA 99)}$$

*A* : coefficient d'accélération de zone, dépend de la zone sismique et du groupe d'usage.

*D* : facteur d'amplification dynamique moyen.

*W<sub>t</sub>* : Le poids total de la structure déterminé par l'ETABS 9.6.0

*R* : coefficient de comportement global de la structure.

*Q* : facteur de qualité

### ❖ Détermination du facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de:

- la redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation.

- La qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation.

La valeur de  $Q$  est déterminée par la formule suivante :  $Q = 1 + \sum Pq$

$Pq$  : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  " est satisfait ou non".

Critère q	P.q.	
	observé	Non observé
Conditions minimales sur les files de contreventement.	0	/
Redondance en plan	0	/
Régularité en plan.	0	/
Régularité en élévation.	0	/
Contrôle de qualité des matériaux	0	/
Suive sur le chantier	0	/

$$D'ou : \begin{cases} Q_x = 1,00 \\ Q_y = 1,00 \end{cases}$$

❖ **Coefficient d'accélération de zone A dépend de deux paramètres :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage} = 2 \\ \text{Zone sismique : IIa} \end{array} \right\} \text{D'après le tableau (Tab 4.1)} \Rightarrow A = 0,15$$

$R = 5$  (structure mixte avec interaction).

❖ **Facteur d'amplification moyen D :**

$D$  : facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) de RPA99, il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement  $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \times (T_2/T)^{\frac{2}{3}} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \times (T_2/3,0)^{\frac{2}{3}} \times (3,0/T)^{\frac{5}{3}} & \text{Si } T \geq 3,0s \end{cases}$$

$$T_{ETABS} = 0,9042[s].$$

$T_2$ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (RPA 99 ver 2003).

Dans notre cas : Site 3 donc  $T_2 = 0,5[s]$  (Site ferme)

$$T_2 = 0,5s \leq T_{etabs} = 0,9042 s \leq 3s \text{ donc : } D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$$

$$\eta : \text{Facteur de correction d'amortissement donné par la formule : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

$\xi$  : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2/RPA 99) présenté ci – après :

Tableau V-5 la valeur de  $\xi$  (%) ( tableau 4-2 du RPA 99 version 2003)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé /Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Nous avons des portiques en béton armé avec des remplissages en maçonnerie rigide ( $\xi = 7\%$ ) et des voiles ( $\xi = 10\%$ ), on prend :

$$\xi = 10\%$$

D'où  $\eta = 0,76 > 0,7 \dots \dots \dots$  condition vérifiée

$$\text{Alors : } D = 2,5 \times 0,76 \times (0,5/0,9042)^{2/3} = 1,28$$

#### ❖ Calcul du poids total de la structure $W_t$ :

Du logiciel ETABS

$$W_t = 57638,65 [KN]$$

#### Tableau récapitulatif des résultats :

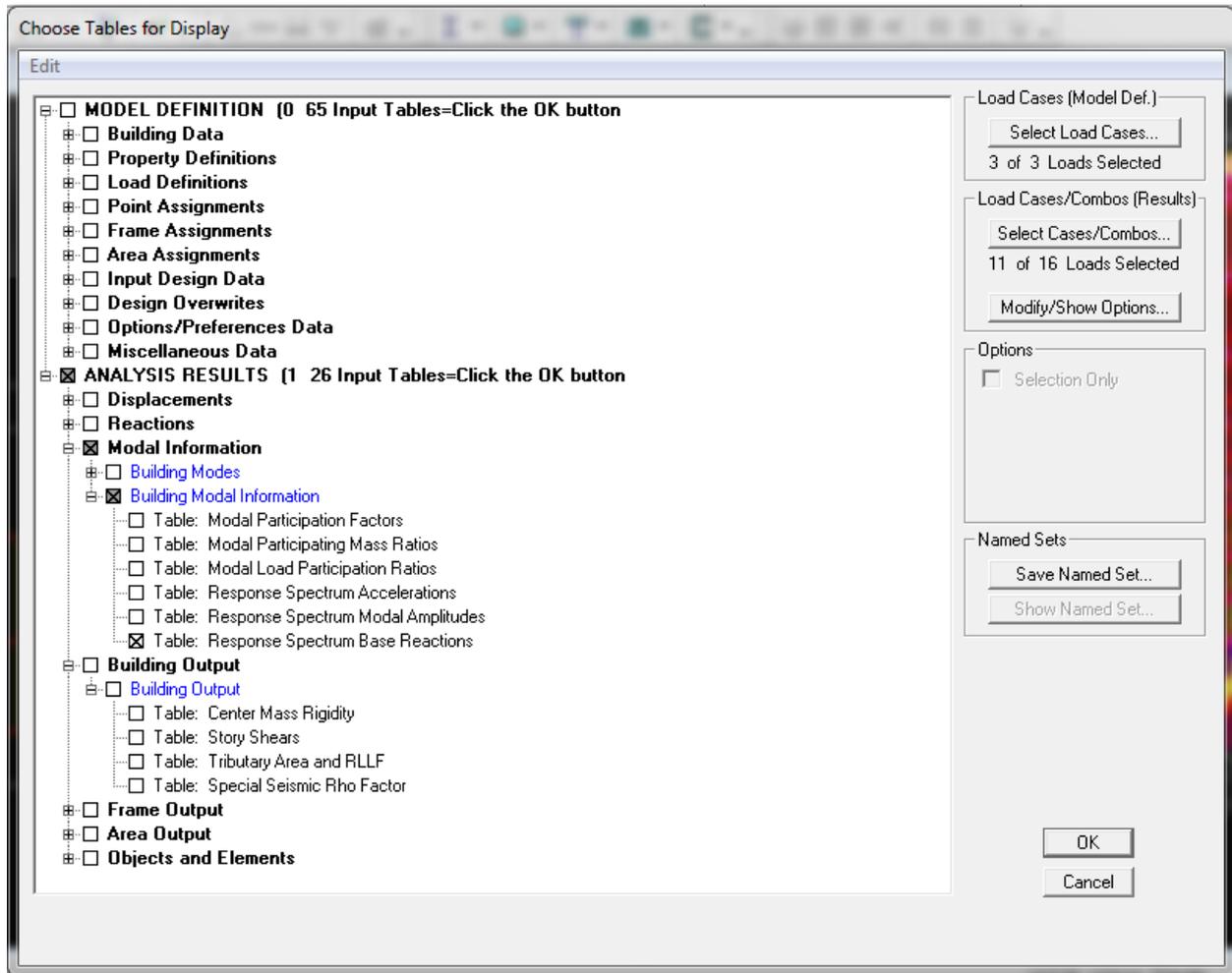
Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0,15
Facteur de qualité Q	1,00
Coefficient de comportement R	5,00
Facteur d'amplification dynamique D	1,28
Le poids total de la structure $W_t$	57638,65

$$V_x = V_y = \frac{0,15 \times 1,28 \times 1}{5} \times 57638,65 = 2213,32 [KN]$$

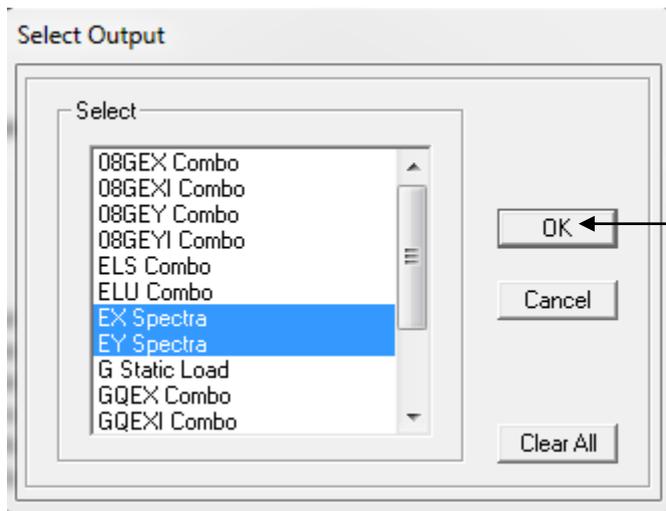
#### ❖ Détermination de l'effort tranchant par ETABS :

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes : **Display puis show tables**

Un tableau s'affiche, et on coche les cases suivantes :



→ Sélectionner la case select cases /combos → la fenêtre suivante s'affiche



Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{xdyn} = F_1 = 2094,19 [KN]$$

$$V_{ydyn} = F_2 = 2355,18 [KN]$$

$$\begin{cases} V_{xdyn} = 2094,19 > 0,80 \times 2213,32 = 1770,656 \\ V_{ydyn} = 2355,18 > 0,80 \times 2213,32 = 1770,656 \end{cases} \text{ condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**  $V_{etabs} > 0,8 V_{MSE} \Rightarrow$  l'article 4.3.6 du RPA99 version 2003 est vérifiée.

#### 4. Déplacement 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)** :  $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

$\delta_{ek}$  : 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 :

Story	Diaphragma	Load	UX	$\Delta_K$ (cm)	1% h étage (cm)	CONDITION
TERASSE-1	DA11	EX	1,4641	0,06	3,06	Vérifiée
TERASSE	DA10	EX	1,4041	0,1519	3,06	Vérifiée
ETAGE8	DA9	EX	1,2522	0,1579	3,06	Vérifiée
ETAGE7	DA8	EX	1,0943	0,1634	3,06	Vérifiée
ETAGE6	DA7	EX	0,9309	0,1662	3,06	Vérifiée
ETAGE5	DA6	EX	0,7647	0,1632	3,06	Vérifiée
ETAGE4	DA5	EX	0,6015	0,158	3,06	Vérifiée
ETAGE3	DA4	EX	0,4435	0,1471	3,06	Vérifiée
ETAGE2	DA3	EX	0,2964	0,1285	3,06	Vérifiée
ETAGE1	DA2	EX	0,1679	0,1006	3,06	Vérifiée
RDC	DA1	EX	0,0673	0,0673	4,08	Vérifiée

#### Suivant y-y :

Story	Diaphragma	Load	UY	$\Delta\delta_K$ (m)	1% étage (m)	CONDITION
TERASSE-1	DA11	EY	0,0118	0,0007	0,0306	Vérifiée
TERASSE	DA10	EY	0,0111	0,0013	0,0306	Vérifiée
ETAGE8	DA9	EY	0,0098	0,0012	0,0306	Vérifiée
ETAGE7	DA8	EY	0,0086	0,0013	0,0306	Vérifiée
ETAGE6	DA7	EY	0,0073	0,0013	0,0306	Vérifiée
ETAGE5	DA6	EY	0,006	0,0013	0,0306	Vérifiée
ETAGE4	DA5	EY	0,0047	0,0013	0,0306	Vérifiée
ETAGE3	DA4	EY	0,0034	0,0011	0,0306	Vérifiée
ETAGE2	DA3	EY	0,0023	0,001	0,0306	Vérifiée
ETAGE1	DA2	EY	0,0013	0,0008	0,0306	Vérifiée
RDC	DA1	EY	0,0005	0,0005	0,0408	Vérifiée

#### 5. Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (**P**) et le déplacement (**Delta**).

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée **négligeable** et donc **ignorée** dans le calcul.

• **Il y'a deux types d'effet P-Delta :**

- ✚ **Le grand effet P-Δ :** correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.
- ✚ **Le petit effet P-δ :** au niveau des éléments de la structure.

Le RPA2003 ne préconise que les effets du 2<sup>eme</sup> ordre. Les effets P- Delta peuvent être négligés dans le bâtiment si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

*Si  $\theta_k \leq 0.1$  : effet P – Delta peut être négligé.*

*Si  $0,1 \leq \theta_k \leq 0,2$  : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à  $1/(1 - \theta_k)$ .*

*Si  $\theta_k > 0.2$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.*

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_k \times h_k} < 0,1$$

**Avec :**

$P_k$ : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au – dessus du niveau «k»

$$P_k = W_{G_i} + 0,2W_{Q_i}$$

$V_k$ : effort tranchant d'étage au niveau «k»

$\Delta_k$ : déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k – 1»

$h_k$ : hauteur d'étage «k».

**Tableau IV – 6: Vérification de l'effet P – Δ.**

Story	P	sens x-x			sens y-y		
		$\Delta K(x)$	$V_{xK} * H$	$\theta_x$	$\Delta K(y)$	$V_{yK} * H$	$\theta_y$
TERASSE-1	321,98	0,06	124,73	0,002	0,0007	129,41	0,0017
TERASSE	6158,75	0,1519	1532,69	0,006	0,0013	1718,40	0,0047
ETAGE8	11684,39	0,1579	2539,16	0,007	0,0012	2847,21	0,0049
ETAGE7	17210,02	0,1634	3325,52	0,008	0,0013	3742,04	0,0060
ETAGE6	22735,66	0,1662	3983,84	0,009	0,0013	4521,95	0,0065
ETAGE5	28399	0,1632	4550,77	0,010	0,0013	5202,09	0,0071
ETAGE4	34062,33	0,158	5052,92	0,011	0,0013	5762,47	0,0077
ETAGE3	39725,67	0,1471	5485,33	0,011	0,0011	6236,77	0,0070
ETAGE2	45502,28	0,1285	5852,49	0,010	0,001	6610,58	0,0069
ETAGE1	51316,6	0,1006	6150,91	0,008	0,0008	6928,76	0,0059
RDC	57638,65	0,0673	6408,22	0,006	0,0005	7206,85	0,0040

On constate que  $\theta_X$  et  $\theta_Y$  sont inférieurs à « **0,1** ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

**6. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux :(RPA 99/version 2003 Art 7.4.3.1)**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

**Avec :**

$N_d$ : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : l'aire (section brute) de la section de béton.

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

story	$N_d$	$B_c$	$f_{c28}$	$N_d / (B_c * f_{c28})$	$\leq 0,3$	condition
terrasse	184,48	0,1225	25000	0,06	0,3	Vérifiée
ETAGE 8	266,62	0,1225	25000	0,09	0,3	Vérifiée
ETAGE 7	398,81	0,1225	25000	0,13	0,3	Vérifiée
ETAGE 6	530,82	0,1225	25000	0,17	0,3	Vérifiée
ETAGE 5	666,11	0,1600	25000	0,17	0,3	Vérifiée
ETAGE 4	809,28	0,1600	25000	0,20	0,3	Vérifiée
ETAGE 3	955,4	0,1600	25000	0,24	0,3	Vérifiée
ETAGE 2	1109,45	0,2025	25000	0,22	0,3	Vérifiée
ETAGE 1	1290,3	0,2025	25000	0,25	0,3	Vérifiée
RDC	1434,83	0,2025	25000	0,28	0,3	Vérifiée

## 7. Justification du système de contreventement :

### ➤ Pour les charges verticales :

D'après les résultats d'ETABS :

On a :

$$\begin{cases} W_t = \sum F_z = 57638,67 [KN] \Rightarrow 100\% \\ W_{voile} = 22149,02 [KN] \Rightarrow X\% \end{cases}$$

$W_t$  : le poids total.

$W_{voile}$  : le poids supporté par les voiles.

$$\begin{cases} X\% = \frac{(22149,02 \times 100)}{57638,67} = 38,43\% \\ \% \text{ des portiques} = 100\% - 38,43\% = 61,57\% \end{cases}$$

➤ **Pour les charges horizontales :**

1- **Sens xx :**

D'après les résultats d'ETABS on a le tableau suivant :

Story	$V_2$	$V_x$	$V_2/V_x$
terrasse	280,18	500,88	0,56
ET8	370,84	829,79	0,45
ET7	537,71	1086,77	0,49
ET6	732,91	1301,91	0,56
ET5	737,24	1487,18	0,50
ET4	924,72	1651,28	0,56
ET3	1085,57	1792,49	0,61
ET2	1189,62	1912,58	0,62
ET1	1308,61	2010,1	0,65
RDC	1663,14	2094,19	0,79

$$\frac{\sum \frac{V_2}{V_x} \times 100}{N} = 57,93\%$$

$\left\{ \begin{array}{l} \% \text{ des voiles} = 57,93 \% \\ \% \text{ des portiques} = 42,07\% \end{array} \right.$

$V_x$  : effort tranchant.

$V_2$  : effort tranchant des voiles longitudinal.

$N$  : nombre de niveau.

2- **Sens y-y:**

Story	$V_2$	$V_y$	$V_2/V_y$
terrasse	306,66	561,57	0,55
ET8	487,49	930,46	0,52
ET7	703,64	1222,89	0,58
ET6	958,64	1477,76	0,65
ET5	1040,37	1700,03	0,61
ET4	1272,15	1886,83	0,67
ET3	1468,2	2038,16	0,72
ET2	1614,41	2160,32	0,75
ET1	1774,48	2264,3	0,78
RDC	2113,79	2355,18	0,90

$$\frac{\sum \frac{V_2}{V_y} \times 100}{N} = 67,29\%$$

$\left\{ \begin{array}{l} \% \text{ des voiles} = 67,29\% \\ \% \text{ des portiques} = 32,71\% \end{array} \right.$

$V_2$  : effort tranchant des voiles transversal

**Remarque :**

Après avoir effectué toutes les vérifications du RPA, on peut passer au ferrailage des éléments de la structure.

**VI.1. Introduction :**

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens, en tenant compte des combinaisons considérées comme suivent :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1,35G + 1,5Q & ELU \\ G + Q & ELS \\ G + Q \pm E & RPA 99 \text{ version } 2003 \\ 0,8 \pm E & RPA 99 \text{ version } 2003 \end{array} \right.$$

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.

**On distingue trois cas :**

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

**VI.2. Recommandations du R.P.A. 2003 :****VI.2.1. Les armatures longitudinales**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

-Le pourcentage minimal est de 0,80 % de la section du poteau en zone IIa.

$$Poteau (45 \times 45) : A_{min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,2 \text{ cm}^2$$

$$Poteau (40 \times 40) : A_{min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2$$

$$Poteau (35 \times 35) : A_{min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 09,8 \text{ cm}^2$$

-Le pourcentage maximal en zone courante est de 4 % de la section du poteau.

$$Poteau (45 \times 45) : A_{max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

$$Poteau (40 \times 40) : A_{max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

$$Poteau (35 \times 35) : A_{max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$$

-Le pourcentage maximal en zone de recouvrement est de 6 % de la section du poteau.

$$Poteau (45 \times 45) : A_{max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ cm}^2$$

$$Poteau (40 \times 40) : A_{max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

$$Poteau (35 \times 35) : A_{max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}^2$$

-Le diamètre minimal est  $\Phi 12$ .

-La longueur de recouvrement minimale est de **40 $\Phi$  en zone II a.**

-La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm** en zone **II a.**

-Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique).

**VI.3. Délimitation de la zone nodale**

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right\}$$

$h$  : hauteur de la poutre.

$b_1$  et  $h_1$  : dimensions du poteau.

$h_e$  : hauteur entre nus des poutres (hauteur d'étage).

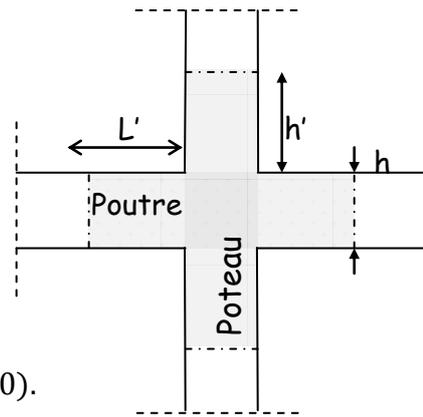


Figure VI-1: Délimitation de la zone nodale

On aura :

–  $h' = 60 \text{ cm}$ .

–  $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$  : poutres principales de (30×40).

–  $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$  : poutres secondaires de (30×35).

**VI.4. Les armatures transversales :**

-

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \dots \dots \dots (\text{R.P.A. Version 2003, Art. 7.4.2.2})$$

$h$  : Hauteur totale de la section brute

$V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,50 \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \Rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : L'élançement géométrique du poteau.

$l_f$  : La longueur de flambement des poteaux.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ où } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$A_t$  : armatures transversales.

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

**En zone II a :**

- Zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min}(10\Phi, 15\text{cm})$$

-Zone de recouvrement :

$$S_t \leq 15 \Phi_L^{\text{min}}$$

$\Phi$  : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{b \times S_t}$  en % est donnée comme suit :

$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{\text{min}} = 0,3\%$

$\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{\text{min}} = 0,8\%$

$3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow$  Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\Phi > 12mm$ ) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^0$  ayant une longueur droite de  $10\Phi_{min}$ .

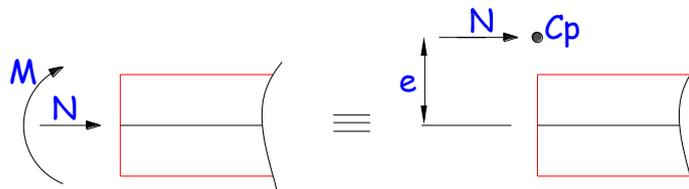
**VI.5. Calcul du ferrailage :**

**IV.5.1. Etapes de calcul en flexion composée :**

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément l'action d'un moment de flexion et un effort de compression ou de traction.

➤ Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section de

$$e = M/N.$$



**Figure VI-2 : Section en flexion composée.**

➤ Lorsque N est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite de stabilité de forme.

**• Armatures longitudinales :**

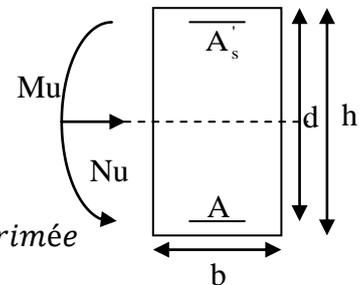
Etapas de calcul :

– Si  $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$  Alors la section est partiellement comprimée

– Si  $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$  Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c}{h}\right) b \times h \times f_{c28} \Rightarrow (*)$$

Avec :  $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) \Rightarrow$  Moment fictif



► Si l'inégalité (\*) est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Si  $\mu_b < \mu_r$  la section est simplement armée

Si  $\mu_b > \mu_r$  la section est doublement armée, donc il faut calculer  $A_l$  et  $A_l'$

On calcule :

$$M_r = \mu_l b \times d^2 \times f_{bu}$$

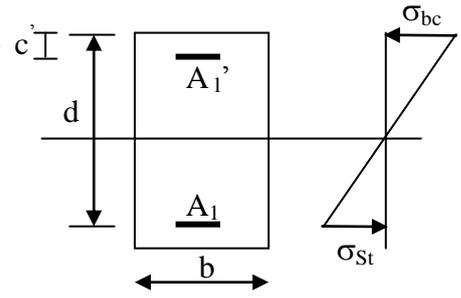
$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :  $M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_l = \frac{M_r}{\beta_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_s}$$

$$A_l' = \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_s} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ [MPa]}$$

La section réelle d'armature est  $A_s = A_l'$  ;  $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$



6

- Si l'inégalité (\*) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f > (0,5h - c) \times b \times h \times f_{bc} \Rightarrow (**)$$

- Si l'inégalité (\*\*) est vérifiée ; donc la section a besoin d'armatures comprimées.

$$A_{sup} = \frac{M_f - (d - 0,5h) \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s \times (d - c)}$$

$$A_{inf} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} - A_{sup}$$

- Si l'inégalité (\*\*) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$A_{inf} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} \text{ et } A_{sup} = 0$$

$$\Psi = \frac{0,357 + \frac{N_u(d - c) - M}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,857 - \frac{c}{h}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,8 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$  En situation durable

$\gamma_b = 1,15$  En situation accidentelle

$N_u$  : effort de compression

**VI-5-2) Calcul du ferrailage des poteaux avec SOCOTEC:**

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts dans logiciel.

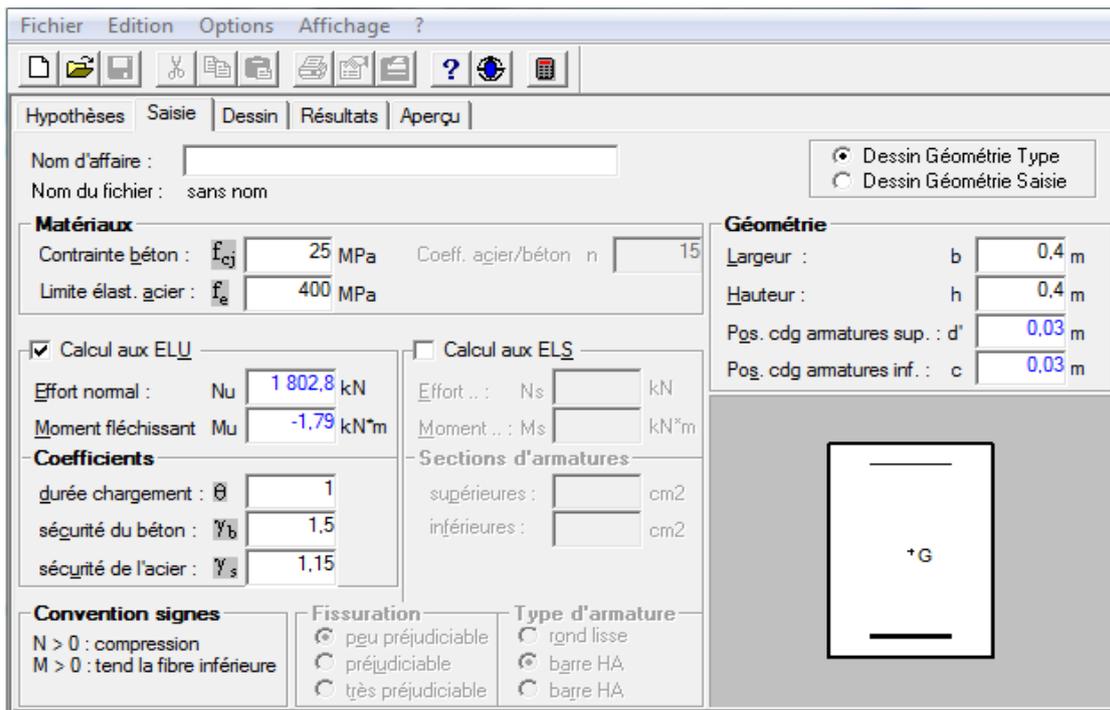
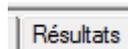
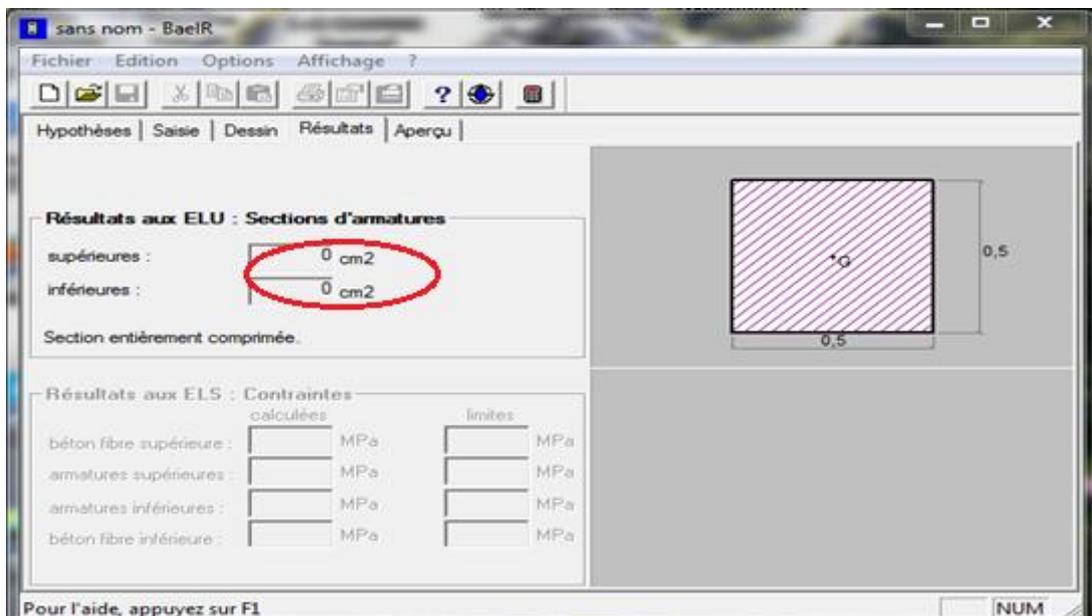


Fig.VI-2- caractéristiques et sollicitation de la section

Cliquons sur l'icône Résultats pour extraire nos résultats



Puis la fenêtre suivante s'affiche :



**VI.5.3- Les efforts internes max donnés par le logiciel ETABS pour tous les poteaux et leurs ferrailrages longitudinaux**

Story	Load	N	M	e (m)	((h/2)-c)	OBS	A <sub>sup</sub>	A <sub>inf</sub>	A <sub>min</sub>	ferraillage	A <sub>adopte</sub>
RDC/2	ELU	N <sub>max</sub> =1802,83	M <sub>2cor</sub> =-1,795	0,001	0,195	SEC	0	0	16,2	4HA20 Et 4HA12	17,08
			M <sub>3cor</sub> =-1,771	0,001			0	0			
	08GEX	N <sub>min</sub> =0,26	M <sub>2cor</sub> =3,858	14,838			0	0			
			M <sub>3cor</sub> =6,3	24,231			0	0			
	GQEX	N <sub>cor</sub> =875,06	M <sub>2max</sub> =-65,253	0,075			0	0			
			N <sub>cor</sub> =1096,49	M <sub>3max</sub> =-38,377			0,035	0			
NIV 3/5	ELU	N <sub>max</sub> =1230,05	M <sub>2cor</sub> =-7,316	0,006	0,17	SEC	0	0	12,8	4HA16 Et 4HA12	14,19
			M <sub>3cor</sub> =-0,693	0,001			0	0			
	08GEX	N <sub>min</sub> =0,03	M <sub>2cor</sub> =-0,69	23,000			0	0			
			M <sub>3cor</sub> =3,884	129,467			0	0			
	GQEX	N <sub>cor</sub> =393,39	M <sub>2max</sub> =-73,26	0,186			0	0			
			N <sub>cor</sub> =549,13	M <sub>3max</sub> =-51,213			0,093	0			
NIV 6/9	ELU	N <sub>max</sub> =690,58	M <sub>2cor</sub> =-7,092	0,010	0,145	SEC	0	0	9,8	4HA14 Et 4HA12	10,67
			M <sub>3cor</sub> =-0,874	0,001			0	0			
	08GEX	N <sub>min</sub> =0,02	M <sub>2cor</sub> =-2,169	108,450			0	0			
			M <sub>3cor</sub> =6,967	348,350			0	0			
	GQEX	N <sub>cor</sub> =106,43	M <sub>2max</sub> =-62,257	0,585			0	0			
			N <sub>cor</sub> =127,99	M <sub>3max</sub> =-49,257			0,463	0			

$A_{s\text{ calculé}}=0$  car les dimensions des poteaux sont élevées.

Pour chaque cas  $A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$  ... .. **condition vérifiée.**

**VI.5.4-Les armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

**VI.5.5-Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99) :**

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 06,67 \text{ mm}$$

$\phi_t$ : Diamètre max des armatures longitudinales. (Art. 7.5.2.2 RPA99 version 2003).

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en  $\phi$  8.

Soit ( $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ ).

**Conclusion :**

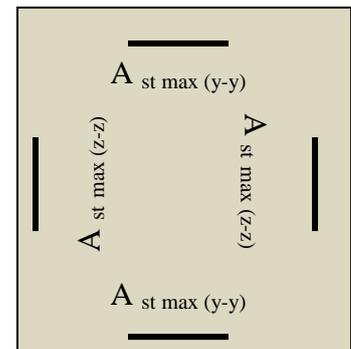
□ **Poteaux 45×45 :**

• **Les Armatures longitudinales :**

On a selon :

Le sens  $y - y$  :  $A_{st}^{max} = 0,00 \text{ cm}^2$

Le sens  $z - z$  :  $A_{st}^{max} = 0,00 \text{ cm}^2$



- Pour notre poteau qui est carré, on opte pour le ferrailage suivant:

$A_{\text{adopté}} = 4HA 20 + 4 HA12 = 17,02[\text{cm}^2]$

• **Les Armatures transversales :**

On fixe pour les armatures transversales une section de  $A_t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$  (un cadre+ un losange).

□ **Poteaux 40×40 :**

• **Les Armatures longitudinales :**

On a selon :

Le sens  $y - y$  :  $A_{st}^{max} = 0,00 \text{ cm}^2$

Le sens  $z - z$  :  $A_{st}^{max} = 0,00 \text{ cm}^2$

- Pour notre poteau qui est carré, on opte pour le ferrailage suivant :

$$A_{\text{adopté}} = 4HA16 + 4HA14 = 14,19 \text{ cm}^2$$

• **Les Armatures transversales :**

On fixe pour les armatures transversales une section de  $A_t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$  (un cadre+ un losange).

□ **Poteaux 35×35 :**

• **Les Armatures longitudinales :**

On a selon :

$$\text{Le sens } y - y : A_{st}^{max} = 0,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le sens } z - z : A_{st}^{max} = 0,00 \text{ cm}^2$$

□ Pour notre poteau qui est carré, on opte pour le ferrailage suivant :

$$A_{adopté} = 4 HA 14 + 4 HA 12 = 10,67 \text{ cm}^2$$

• **Les Armatures transversales :**

On fixe pour les armatures transversales une section de  $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$  (un cadre+ un losange).

**VI.5.6-Vérification des armatures transversales :**

**VI.5.6.1-Calcul des espacements :**

**L'espacement des armatures transversales (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99) :**

$$S_t \leq \min \{15\phi_L^{min}, 40 \text{ cm}, (a + 10) \text{ cm}\} = \min \{15 \times 1,2 ; 40 \text{ cm}; (35 + 10)\} \Rightarrow S_t \leq 18 \text{ cm}$$

Avec :

*a*: est la petite dimension du poteau

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

**-D'après le RPA99 version 2003. (Art.7.4.2.2) :**

✚ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \{10 \phi_L^{min}, 15 \text{ cm}\} = \min \{10 \times 1,2 ; 15 \text{ cm}\} = 12 \text{ cm} > 10 \text{ cm} \quad S_t = 10 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} S_t = \frac{2,5 \times 112,15 \times 1000}{3060 \times 400} 100 = 22,90 \text{ mm}^2 = 0,290 \text{ cm}^2$$

✚ **En zone courante :**

$$S_t = 15 \times \phi_L^{min} = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} S_t = \frac{2,5 \times 112,15 \times 1000}{3060 \times 400} 150 = 34,36 \text{ mm}^2 = 0,3436 \text{ cm}^2$$

**VI.5.2.6- Vérification de la quantité d'armatures transversales (Art.7.4.2.2) :**

La quantité des armatures transversales donnée comme suit :

$$-Si \lambda_g \geq 5 \dots \dots \dots A_t^{min} = 0,3\% S_t \times b_1$$

$$-Si \lambda_g \leq 3 \dots \dots \dots A_t^{min} = 0,8 \% S_t \times b_1$$

-Si  $3 < \lambda_g \leq 5 \dots \dots \dots$  interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec :

$b_1$  : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

$\lambda_g$  : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} ; l_f = 0,707 l_0$$

Avec :

$l_f$  : longueur de flambement du poteau.

$l_0$  : Hauteur libre du poteau .

✓ **Poteaux (45x45) :**

**RDC :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 4,08}{0,45} = 6,10 > 5$$

Zone nodale :  $A_t^{min} = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots$  condition vérifiée

Zone courante :  $A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2 \dots$  condition non vérifiée

**1<sup>er</sup> 2<sup>ième</sup> Etage :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,45} = 4,8 \Rightarrow \text{après interpolation : } \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,0035\%$$

Zone nodale :  $A_t^{min} = 0,0035 \times 10 \times 45 = 1,575 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots$  condition vérifiée

Zone courante :  $A_t^{min} = 0,0035 \times 15 \times 45 = 2,36 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2 \dots$  condition non vérifiée

**Poteaux (40x40) :**

**Etage, 3, 4 et 5 :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,40} = 5,41 > 5$$

Zone nodale :  $A_t^{min} = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots$  condition vérifiée

Zone courante :  $A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,80 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots$  condition vérifiée

✓ **Poteaux (35 x35) :**

**Etage 6, 7, 8 et 9 :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,35} = 6,18 > 5$$

Zone nodale :  $A_t^{min} = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots$  condition vérifiée

Zone courante :  $A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,58 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots$  condition vérifiée

**Remarque :** D'après les résultats obtenus, la quantité d'armatures transversales ( $A_t^{min} > A_t$ ) aux niveaux des poteaux (45x45)  $\text{cm}^2$ , alors pour cela on diminue l'espacement en zone courante.

✓ **Poteaux (45x 45) :**

Soit :  $S_t = 12\text{cm}$  (zone courante)

$$A_t = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2$$

**RDC ; 1<sup>er</sup> et 2<sup>ième</sup> Etage:**

Zone nodale :  $A_t^{min} = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,50\text{cm}^2 < 3,14\text{cm}^2$  ... condition vérifiée.

Zone courante :  $A_t^{min} = 0,003 \times 12 \times 45 = 1,80\text{cm}^2 < 3,14\text{cm}^2$  ... condition vérifiée.

✓ **La longueur minimale des recouvrements est de:**

**Selon le RPA :** la longueur minimale de recouvrement pour la zone II est:  $L = 40 \times \phi$

Pour les **4 HA 20** :  $L_R = 40 \times \phi = 40 \times 2,0 = 80\text{ cm} \Rightarrow$  soit :  $L_R = 80\text{ cm}$ .

Pour les **4 HA 16** :  $L_R = 40 \times \phi = 40 \times 1,6 = 64\text{ cm} \Rightarrow$  soit :  $L_R = 64\text{ cm}$ .

Pour les **4 HA 14** :  $L_R = 40 \times \phi = 40 \times 1,4 = 56\text{ cm} \Rightarrow$  soit :  $L_R = 56\text{ cm}$ .

Pour les **4 HA 12** :  $L_R = 40 \times \phi = 40 \times 1,2 = 48\text{ cm} \Rightarrow$  soit :  $L_R = 48\text{ cm}$ .

✓ **Longueurs d'ancrage (B.A.E.L.91 Article A.6.1.221) :**

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}} ; f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

$\Psi_s = 1$  : Pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les 4 HA 20 : } l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 70,55 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 70,55\text{ cm}$$

$$\text{Pour les 4 HA 16 : } l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,6 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 56,44 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 56,44\text{ cm}$$

$$\text{Pour les 4 HA 14 : } l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,4 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 49,38 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 49,38\text{ cm}$$

$$\text{Pour les 4 HA 12 : } l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 42,33 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 42,33\text{ cm}$$

✓ **Vérification des contraintes tangentielles : (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

On doit vérifier :  $\tau_b \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_b = 0,075 \Rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1,875\text{ MPa} \\ \lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_b = 0,04 \Rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1\text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$$

➤ **Poteaux (45×45) :****RDC**▪ **Sens y-y :**

$$\tau_b = \frac{38,81 \times 10^3}{450 \times 420} = 0,205 \text{ MPa}$$

▪ **Sens z-z :**

$$\tau_b = \frac{87,29 \times 10^3}{450 \times 420} = 0,462 \text{ MPa}$$

On a :  $\lambda_g = 6,10 < 5$  d'où  $\tau_b < \bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ MPa}$  ... .. **condition vérifiée.**

**1<sup>er</sup> et 2<sup>ieme</sup> étage:**▪ **Sens y-y :**

$$\tau_b = \frac{38,81 \times 10^3}{450 \times 420} = 0,205 \text{ MPa}$$

▪ **Sens z-z :**

$$\tau_b = \frac{87,29 \times 10^3}{450 \times 420} = 0,462 \text{ MPa}$$

On a :  $\lambda_g = 4,80 < 5$  d'où  $\tau_b < \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa}$  ... .. **condition vérifiée.**

✓ **Poteaux (40 x40) :****Etage 2, 3, 4 :**▪ **Sens y-y :**

$$\tau_b = \frac{39,08 \times 10^3}{400 \times 370} = 0,264 \text{ MPa}$$

▪ **Sens z-z :**

$$\tau_b = \frac{112,15 \times 10^3}{400 \times 370} = 0,76 \text{ MPa}$$

On a :  $\lambda_g = 4,80 < 5$  d'où  $\tau_b < \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa}$  ... .. **condition vérifiée .**

✓ **Poteaux (35 x35) :****Etage 6, 7, 8, 9 :**▪ **Sens y-y :**

$$\tau_b = \frac{35,46 \times 10^3}{350 \times 320} = 0,316 \text{ MPa}$$

▪ **Sens z-z :**

$$\tau_b = \frac{100 \times 10^3}{350 \times 320} = 0,897 \text{ MPa}$$

On a :  $\lambda_g = 6,18 > 5$  d'où  $\tau_b < \bar{\tau}_{bu} = 1,875$  MPa ... .. **condition vérifiée.**

**VI.5.7. Vérifications à l'ELS :**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

A l'aide de logiciel [SOCOTEC], la vérification à l'ELS nous donne les résultats présentés dans les tableaux suivants :

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS (selon M<sub>2</sub>) :**

NIVEAU	N <sub>s</sub>	M <sub>s</sub>	A <sub>s</sub>	$\sigma_{bcS}$	$\sigma_{bc} i$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s S$	$\sigma_s i$	$\bar{\sigma}_s$	Condition
RDC/2	1309,45	-1,037	17,08	5, 12	5, 20	15	76, 80	78, 00	348	Vérifiée
	180,82	4,354		0, 90	0, 53	15	13, 10	08, 32	348	Vérifiée
	484,67	29,913		3, 16	0, 66	15	45, 00	12, 30	348	Vérifiée
NIV 3/5	894,82	-5,29	14,19	4, 10	4, 73	15	62, 20	70, 30	348	Vérifiée
	156,2	2,687		0, 93	0, 61	15	13, 60	09, 53	348	Vérifiée
	328,84	-41,946		0, 00	4, 23	15	-11, 70	57, 30	348	Vérifiée
NIV 6/9	502,58	-5,126	10,67	2, 79	3, 72	15	43, 00	54, 60	348	Vérifiée
	11,21	1,493		0, 22	0, 00	15	02, 89	-1, 08	348	Vérifiée
	101,05	-43,078		0, 00	7, 38	15	-100	65, 10	348	Vérifiée

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS (selon M<sub>3</sub>) :**

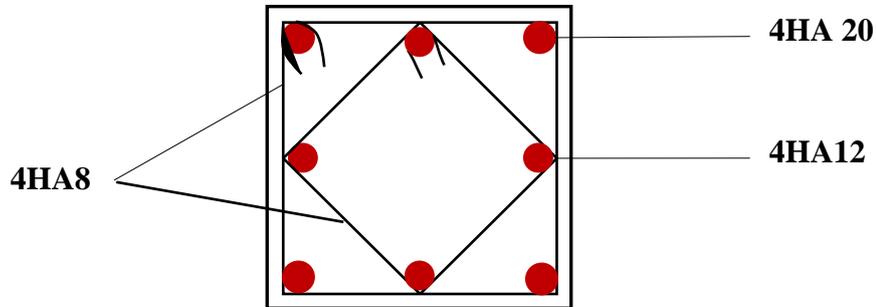
NIVEAU	N <sub>s</sub>	M <sub>s</sub>	A <sub>s</sub>	$\sigma_{bcS}$	$\sigma_{bc} i$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s S$	$\sigma_s i$	$\bar{\sigma}_s$	Condition
RDC/2	1309,45	0,012	17,08	5, 16	5, 16	15	77, 40	77, 40	348	Vérifiée
	180,82	4,908		0, 92	0, 51	15	13, 40	08, 01	348	Vérifiée
	806,98	-15,096		2, 55	3, 81	15	39, 50	55, 90	348	Vérifiée
NIV 3/5	894,82	-0,503	14,19	4, 39	4, 45	15	66, 90	66, 60	348	Vérifiée
	156,2	-1,798		0, 66	0, 88	15	10,20	12, 90	348	Vérifiée
	473,97	-16,273		1, 37	3,31	15	22, 80	47, 40	348	Vérifiée
NIV 6/9	502,58	-0,635	10,67	3, 19	3, 31	15	48, 10	49, 50	348	Vérifiée
	11,21	0,461		0, 11	0, 03	15	01, 61	00, 57	348	Vérifiée
	115,11	19,468		2,75	0, 00	15	35, 40	-21, 90	348	Vérifiée

**Conclusion :** Toutes les contraintes sont vérifiées.

**VI.5.8. schéma de ferrailage des poteaux :****➤ Poteaux (45×45) :**

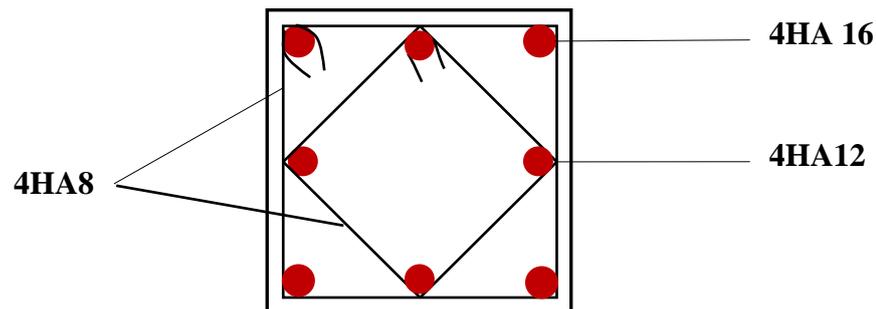
-Les armatures longitudinales :  $4HA20+4 HA12= 17,08cm^2$

-Les armatures transversales :  $4HA8 = 2,01cm^2$

**➤ Poteaux (40×40) :**

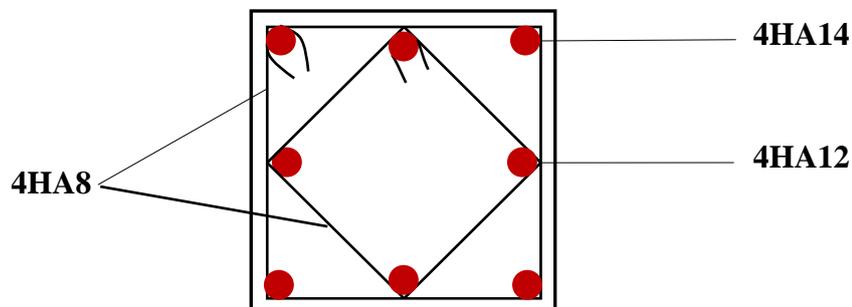
-Les armatures longitudinales :  $4HA16+4 HA12 = 14, 19 cm^2$

-Les armatures transversales :  $4HA8 = 2,01cm^2$

**➤ Poteaux (35×35) :**

-Les armatures longitudinales :  $4 HA 14+ 4 HA 12 = 10,67 cm^2$

-Les armatures transversales :  $4 HA 8 = 2,01cm^2$



**VII-1. Introduction :**

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

**VII-2. Ferrailage des poutres :**

Etant donné que les charges horizontales sont reprises par les voiles et les portiques Les combinaisons de charges à prendre sont celle de BAEL 91, et le RPA 1999 version 2003.

➤ **Combinaisons du BAEL 91 :**

ELU :  $1.35 G + 1.5 Q$

ELS :  $G + Q$

➤ **Combinaisons du RPA 2003 (Art 5.2) :**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations, et des déformations de calcul sont :

$G + Q + E$

$0.8G \pm E$

G: Charges permanentes

Q: Charges d'exploitation non pondérées

E : Action du séisme représentée par ses composantes horizontales

**Remarque :**

- L'action due au vent n'est pas prise en compte car elle est négligeable devant celle du séisme.

**VII-3 Recommandations du RPA99 version 2003 :**❖ **Armatures longitudinales:**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0,5% en toute section.

$$\text{Poutres principales : } A_{min} = 0,005 \times 40 \times 30 = 6,00 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{min} = 0,005 \times 35 \times 30 = 5,25 \text{ cm}^2.$$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de : 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.

**En zone courante :**

$$\text{Poutres principales : } A_{max} = 0,04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{max} = 0,04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2.$$

**En zone de recouvrement :**

$$\text{Poutres principales : } A_{max} = 0,06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{max} = 0,06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2.$$

La longueur du recouvrement est de  $40 \varnothing$  (Zone IIa).

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

❖ **Armatures transversales (art 7-5-2-2 de RPA99 version 2003) :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t = \min (h/4, 12\phi)$$

- En dehors de la zone nodale:  $S_t \leq h/2$

La valeur du diamètre  $\Phi$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**VII-4. Etapes de calcul à L'ELU:**

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.

➤ **Calcul du moment réduit «  $\mu$  » :**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}} \Rightarrow \text{avec : } f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} \Rightarrow \begin{cases} \gamma_b = 1,5 & \text{Situation durable} \\ \gamma_b = 1,15 & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

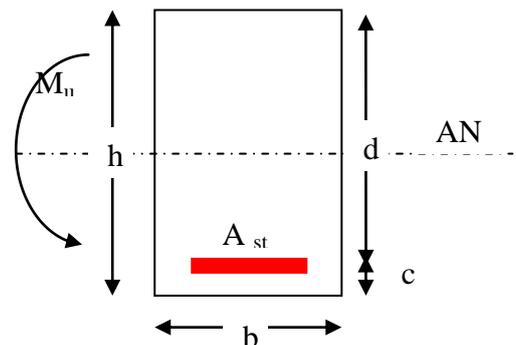
$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ avec : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{Situation durable} \\ \gamma_s = 1,00 & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

➤ **Calcul du moment réduit limite «  $\mu_1$  » :**

Le moment réduit limite  $\mu_1$  est égale à **0,392** pour les armateurs fe400 .

Si  $\mu \leq \mu_1$  la section est simplement armée c à d la section ne comprendra que les aciers tendus

$$\text{alors : } A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$



Si  $\mu \geq \mu_l$  la section est doublement armée  $c - \bar{a} - d$  la section comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés.

$$\text{On calcul: } \begin{cases} M_r = \mu_r \times b \times d^2 \times f_{bc} \\ \Delta M = M_u - M_r \end{cases}$$

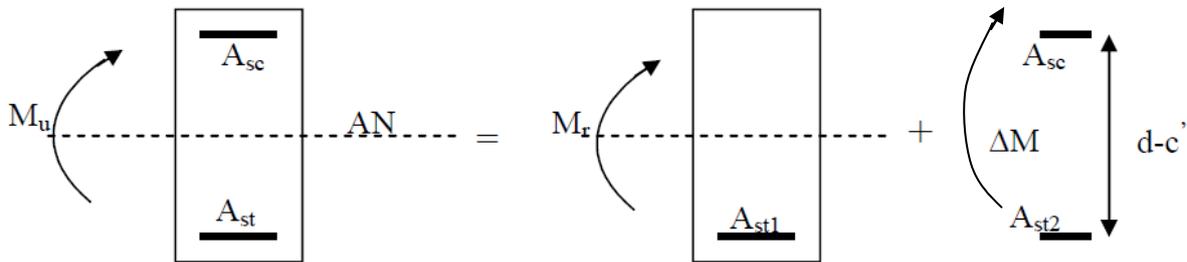
Avec :

$M_r$ : moment ultime pour une section simplement armée.

$M_u$  : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

$$\text{Armatures tendues : } A_{st} = \frac{M_r}{\beta_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$\text{Armatures comprimées : } A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$



**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**).

**VII-4-1.Ferraillage des poutres :**

Le calcul des sections et le choix des armatures pour les poutres principales et les poutres secondaires sont résumés dans les tableaux suivants :

**VII-4-1-1.poutres principales :**

a) **Tableau VII-1 Ferraillage en travée :**

Niveau	M	$\mu$	OBS	B	$A_s$ calculé	$A_{\min}=A_{\sup} + A_{\min}$	$A_{\text{adopté}}$	$A_{\text{adopté}}$
Terrasse	40,821	0,070	SSA	0,964	2,98	6	6,78	3HA12+3HA12 (chapeau)
8	74,547	0,128	SSA	0,931	5,64	6	6,78	3HA12+3HA12 (chapeau)
7	71,461	0,123	SSA	0,9345	5,38	6	6,78	3HA12+3HA12 (chapeau)
6	70,534	0,121	SSA	0,9355	5,31	6	6,78	3HA12+3HA12 (chapeau)
5	71,054	0,122	SSA	0,935	5,35	6	6,78	3HA12+3HA12 (chapeau)
4	68,795	0,118	SSA	0,937	5,17	6	6,78	3HA12+3HA12 (chapeau)
3	61,991	0,106	SSA	0,944	4,62	6	6,78	3HA12+3HA12 (chapeau)
2	52,929	0,091	SSA	0,9525	3,91	6	6,78	3HA12+3HA12 (chapeau)
1	40,428	0,069	SSA	0,9645	2,95	6	6,78	3HA12+3HA12 (chapeau)
RDC	37,975	0,065	SSA	0,9665	2,77	6	6,78	3HA12+3HA12 (chapeau)

b) **Tableau VII-2 Ferrailage aux appuis :**

Niveau	M	$\mu$	OBS	B	$A_s$ calculé	$A_{min}$	$A_{adopté}$	$A_{adopté}$
Terrasse	-103,86	0,178	SSA	0,901	8,11	6	9,42	3HA12+3HA16 (chapeau)
8	-116,94	0,201	SSA	0,8865	9,28	6	9,42	3HA12+3HA16 (chapeau)
7	-113,08	0,194	SSA	0,891	8,93	6	9,42	3HA12+3HA16 (chapeau)
6	-109,51	0,188	SSA	0,895	8,61	6	9,42	3HA12+3HA16 (chapeau)
5	-107,75	0,185	SSA	0,897	8,45	6	9,42	3HA12+3HA16 (chapeau)
4	-106,62	0,183	SSA	0,8985	8,35	6	9,42	3HA12+3HA16 (chapeau)
3	-99,428	0,170	SSA	0,906	7,72	6	9,42	3HA12+3HA16 (chapeau)
2	-90,014	0,154	SSA	0,916	6,92	6	9,42	3HA12+3HA16 (chapeau)
1	-74,988	0,129	SSA	0,9305	5,67	6	9,42	3HA12+3HA16 (chapeau)
RDC	-53,322	0,091	SSA	0,9525	3,94	6	9,42	3HA12+3HA16 (chapeau)

**V-3-1-2.poutres secondaires :**a) **Tableau V-4 Ferrailage en travée:**

Niveau	M	$\mu$	OBS	B	$A_s$ calculé	$A_{min}$	$A_{adopté}$	$A_{adopté}$
Terrasse	45,857	0,079	SSA	0,9695	3,33	5,25	6,78	3HA12+3HA12 (chapeau)
8	58,911	0,101	SSA	0,96	4,99	5,25	6,78	3HA12+3HA12 (chapeau)
7	57,063	0,098	SSA	0,965	4,16	5,25	6,78	3HA12+3HA12 (chapeau)
6	55,405	0,095	SSA	0,969	4,02	5,25	6,78	3HA12+3HA12 (chapeau)
5	55,661	0,095	SSA	0,9685	4,04	5,25	6,78	3HA12+3HA12 (chapeau)
4	54,911	0,094	SSA	0,966	4,00	5,25	6,78	3HA12+3HA12 (chapeau)
3	49,073	0,084	SSA	0,97	3,56	5,25	6,78	3HA12+3HA12 (chapeau)
2	42,101	0,072	SSA	0,975	3,04	5,25	6,78	3HA12+3HA12 (chapeau)
1	33,032	0,057	SSA	0,9735	2,39	5,25	6,78	3HA12+3HA12 (chapeau)
RDC	38,8	0,067	SSA	0,9655	2,83	5,25	6,78	3HA12+3HA12 (chapeau)

b) **Tableau VII-5 Ferrailage aux appuis :**

Niveau	M	$\mu$	OBS	B	$A_s$ calculé	$A_{min}$	$A_{adopté}$	$A_{adopté}$
Terrasse	-69,6	0,119	SSA	0,9365	5,23	5,25	6,78	3HA12+3HA12 (chapeau)
8	-78,77	0,135	SSA	0,9275	5,98	5,25	6,78	3HA12+3HA12 (chapeau)
7	-77,68	0,133	SSA	0,9285	5,89	5,25	6,78	3HA12+3HA12 (chapeau)
6	-76,02	0,130	SSA	0,93	5,75	5,25	6,78	3HA12+3HA12 (chapeau)
5	-73,43	0,126	SSA	0,932	5,54	5,25	6,78	3HA12+3HA12 (chapeau)
4	-70,77	0,121	SSA	0,9355	5,32	5,25	6,78	3HA12+3HA12 (chapeau)
3	-64,77	0,111	SSA	0,941	4,84	5,25	6,78	3HA12+3HA12 (chapeau)
2	-56,04	0,096	SSA	0,949	4,16	5,25	6,78	3HA12+3HA12 (chapeau)
1	-45,75	0,078	SSA	0,959	3,36	5,25	6,78	3HA12+3HA12 (chapeau)
RDC	-44,24	0,076	SSA	0,96	3,24	5,25	6,78	3HA12+3HA12 (chapeau)

Avec :  $A_{min}$  RPA doit être supérieure à  $A_{sup} + A_{inf}$

**Conclusion :**❖ **Poutre principale :**

Les poutres principales seront ferrillées comme suit :

✓ **De RDC à 9<sup>ième</sup> étage**

$$\text{En travée : } (3HA12 \text{ filantes inf} + 3HA12 \text{ Chapeaux inf} + 3HA12 \text{ de montage sup}) \\ = 10,18\text{cm}^2 > A_{min} = 6\text{cm}^2$$

$$\text{Aux appuis : } (3HA12 \text{ filantes sup} + 3HA16 \text{ chapeaux sup} + 3HA12 \text{ de montage inf}) \\ = 12,81 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6\text{cm}^2$$

❖ **Poutre secondaire :**✓ **De RDC à 9<sup>ème</sup> niveau :**

$$\text{En travée : } (3HA12 \text{ filantes inf} + 3HA12 \text{ chapeaux inf} + 3HA12 \text{ de montage sup}) \\ = 10,18\text{cm}^2 > A_{min} = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis : } (3HA12 \text{ filantes sup} + 3HA12 \text{ chapeaux sup} + 3HA12 \text{ de montage inf}) \\ = 10,18 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6\text{cm}^2$$

**VII-4-2. Vérifications à l'ELU****VII-4-2-1. Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2, 1 /BAEL 91 modifié 99) :**

$$A_{s_{adopte}} \geq A_{min}$$

**A. Poutres principales :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34[\text{cm}^2]$$

D'où :

$$A_s = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,38 \text{ cm}^2 \text{ (en travée)} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_s = 9,42\text{cm}^2 > A_{min} = 1,38\text{cm}^2 \text{ (aux appuis)} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**B. Poutres secondaires :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,15[\text{cm}^2]$$

D'où :

$$A_s = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,38 \text{ cm}^2 \text{ (en travée)} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_s = 6,78\text{cm}^2 > A_{min} = 1,38\text{cm}^2 \text{ (aux appuis)} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**VII-4-2-2. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :(Art A.6.1, 3 / BAEL 91 modifié 99)**

Pour qu'il n'y aura pas risque d'entraînement des barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

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

$V_u^{max}$  : Effort tranchant max à l'ELU.

- **Sens principal : (3HA12+3HA12)**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3,14 \times 6 \times 1,2 = 22,60 [cm]$$

$$\tau_{se} = \frac{166,99 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,37 \times 0,226} = 2,21 [MPa]$$

$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 [MPa] > 2,21 [MPa] \Rightarrow$  Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

- **Sens secondaire : (6HA12)**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3,14 \times 6 \times 1,2 = 22,608 [cm]$$

$$\tau_{se} = \frac{67,02 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,32 \times 0,226} = 0,89 [MPa]$$

$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 [MPa] > 0,89 [MPa] \Rightarrow$  Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

#### **VII-4-2-3. Vérification de la contrainte tangentielle :(Art A.5.1/BAEL 91 modifié 91) :**

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} \leq \overline{\tau_u}$$

tel que  $\overline{\tau_u} = \min \left( \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) = 3,33 [MPa]$  La fissuration est peu nuisible.

- **Sens principal :**

$$V_u^{max} = 166,99KN.$$

D'où :  $\tau_u = \frac{166,99 \times 10^3}{300 \times 370} = 1,50 < \overline{\tau_u} = 3,33 [MPa] \dots \dots \dots$  condition vérifiée.

- **Sens secondaire :**

$$V_u^{max} = 67,02KN.$$

D'où :  $\tau_u = \frac{67,02 \times 10^3}{300 \times 320} = 0,70 < \overline{\tau_u} = 3,33 [MPa] \dots \dots \dots$  condition vérifiée.

#### **VII-4-2-4. Influence de l'effort tranchant aux appuis :**

- ✚ **Influence sur le béton (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99) :**

$$Il \text{ faut vérifier que: } V_u \leq \overline{V_u} = 0,4 \times 0,9 \times d \times b \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}.$$

- **Sens principal :**

$$\overline{V_u} = 0,4 \times 0,9 \times 0,37 \times 0,3 \times 16,67 \times 10^3 = 666,133 [KN]$$

$V_u = 166,99 < \overline{V_u} = 666,133 KN \dots \dots \dots$  condition vérifiée.

- **Sens secondaire :**

$$\overline{V_u} = 0,4 \times 0,9 \times 0,32 \times 0,3 \times 16,67 \times 10^3 = 576,115 [KN].$$

$V_u = 67,02 < \overline{V_u} = 576,115 KN \dots \dots \dots$  condition vérifiée.

✚ **Influence sur les armatures (Art A.5.1,312/BEAL 91modifié 99) :**

Lorsqu'au droit d'un appui :  $V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} > 0$ ; on doit prolonger au – delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour l'équilibrer:

$$D'où: A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right).$$

Avec :  $M_u$  est pris avec son signe.

$$Si : \left( V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right) < 0 \Rightarrow \text{Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.}$$

➤ **Sens principal :**

$$\left( 166,99 - \frac{116,926}{0,9 \times 0,37} \right) = -184,14 < 0$$

✚ **Sens secondaire :**

$$\left( 67,02 - \frac{78,77}{0,9 \times 0,32} \right) = -206,48 < 0$$

**Conclusion** : il n'ya pas d'influence de l'effort tranchant sur les armatures.

**V-4-2-5.Calcul de la longueur de scellement droit des barres :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ avec: } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 [MPa]$$

$$\text{Pour } \phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,27 \times 1,4 = 49,38 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit : } L_s = 50 [\text{cm}]$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0,4 $l_s$  » pour les barres à haute adhérence selon le (BAEL91modifiée 99 Art A.6.1 ,21).

$$\text{Pour } \phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm} \Rightarrow L_c = 20 [\text{cm}]$$

**V-4-2-6.Calcul des armatures transversales :At =0,003 xSt x b**

**A. Poutres principales :**

$$\text{Zone nodale : } S_{t1} \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi ; 30 \text{ cm} \right) = \min \left( \frac{40}{4} ; 12 \times 1,2 ; 30 \text{ cm} \right) = 10 [\text{cm}]$$

$$\text{On prend : } S_{t1} = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_{t2} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } S_{t2} = 15 \text{ cm.}$$

**Donc:**

$$\text{La quantité d'armatures minimales est : } A_t^{\min} = 0,003 \times S_{t\max} \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 [\text{cm}^2]$$

$$\text{On opte pour un cadre et un étrier donc } 4HA8=2,01 [\text{cm}^2]$$

**B. Poutres secondaires:**

$$\text{Zone nodale : } S_{t1} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm}\right) = \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,2; 30 \text{ cm}\right) = 8,75[\text{cm}]$$

$$\text{On prend : } S_{t1} = 8 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_{t2} \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } S_{t2} = 15 \text{ cm}$$

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_{t\max} \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 [\text{cm}^2]$$

On opte pour un cadre et un étrier donc  $4\text{HA}8=2,01[\text{cm}^2]$

**V-3-2-7.Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) \text{ en cm.}$$

$\phi_l$ : le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

**Poutres principales :**

$$\phi_t \leq \min(1,14; 1,2; 3)$$

**Poutres secondaire :**

$$\phi_t \leq \min(1; 1,2; 3)$$

**On a choisi : HA8**

$\phi_t = 0,8\text{cm} \leq (1,14; 1)$  Donc la condition est vérifiée

**Remarque :**

- ✚ On prend pour les deux cas un diamètre de 8mm
- ✚ Soit un cadre et un étrier en HA8.
- ✚ On adopte une section d'armatures transversales  $A_t=0,003 \times S_t \times b=2,01 [\text{cm}^2]$   
Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à **5cm** du nu de l'appui.

**V-4-2-8.Armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures minimales est :  $A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = (1,35; 1,57) [\text{cm}^2]$

$$A_t^{\text{adopté}} = 2,01\text{cm}^2 > A_t^{\min} = (1,35; 1,57)\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**V-4-2-9 Délimitation de la zone nodale (RPA 99 version 2003) :**

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

- Poutres principales :  $L = 2 \times 40 = 80 \text{ cm.}$
- Poutres secondaires :  $L = 2 \times 35 = 70 \text{ cm.}$

**V-4-3.Vérification à l'ELS :**

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leur sont relatives :

- ✓ Etat limite d'ouverture des fissurations.
- ✓ Etat limite de résistance du béton en compression.

✓ Etat limites de déformation.

#### **V-4-3-1. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art B.6.3/BAEL 91 modifié 99) :**

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

#### **V-4-3-2. Etat limite de résistance du béton en compression :**

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* :  $\sigma_s = 384$  [MPa]
- *contrainte admissible de béton* :  $\sigma_{bc} = 15$  [MPa]

La contrainte de compression dans le béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ [MPa]}$$

#### **Remarque :**

Les résultats des contraintes sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

– On détermine :  $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$

– On déduit les valeurs de  $\beta_1$  et  $K_1$ .

– les contraintes sont déterminées par les formules suivantes:  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$  et  $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s}$

Avec :

$\sigma_s$ : Contrainte de traction des aciers.

$A_s$ : Armatures adoptées à l'ELU.

$K_1$  et  $\beta_1$  : sont tirés des tableaux en fonction de  $\rho_1$ .

#### **➤ Tableau VII-9: Vérification de l'état limite de compression du béton en travées et aux appuis des poutres principales :**

	$M_s$	$A_s$	b	D	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$	$\overline{\sigma}_s$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	OBS
Aux appuis	85,004	9,42	30	37	0,849	0,869	23,17	280,65	348	12,11	15	Vérifiée
en travées	32,436	6,78	30	37	0,611	0,878	25,98	147,27	384	5,67	15	Vérifiée

#### **➤ Tableau VII-10: Vérification de l'état limite de compression du béton en travées et aux appuis des poutres secondaires :**

	$M_s$	$A_s$	b	D	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$	$\overline{\sigma}_s$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	OBS
Aux appuis	43,802	6,78	30	32	0,706	0,878	25,98	229,94	348	8,85	15	Vérifiée
en travées	29,703	6,78	30	32	0,706	0,878	25,98	155,93	384	6,00	15	Vérifiée

#### **VII-4-4. Vérification de la flèche (Art. B.6.5 ,2 /BAEL 91 Modifié 99) :**

Grace au logiciel **ETABS**, nous avons pu obtenir les valeurs des différentes flèches sur l'ensemble des travées.

✓ **Poutres principales** : La plus grande valeur de la flèche est dans la travée  $L = 4,40$  m.

$$f_{max} = 0,033 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{440}{500} = 0,88 \text{ cm.}$$

Avec :

$l$  : la portée mesurée entre nus d'appuis.

$\bar{f}$  : la valeur limite de la flèche.

D'où :  $f_{max} = 0,033 \text{ cm} < \bar{f} = 0,88 \text{ cm}$  ... .. **Condition vérifiée.**

✓ **Poutre secondaire:** La plus grande valeur de la flèche est de longueur  $L = 3,50 \text{ m}$

$$f_{max} = 0,017 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{350}{500} = 0,7 \text{ cm}$$

D'où :  $f_{max} = 0,017 \text{ cm} < \bar{f} = 0,54 \text{ cm}$  ... .. **Condition vérifiée.**

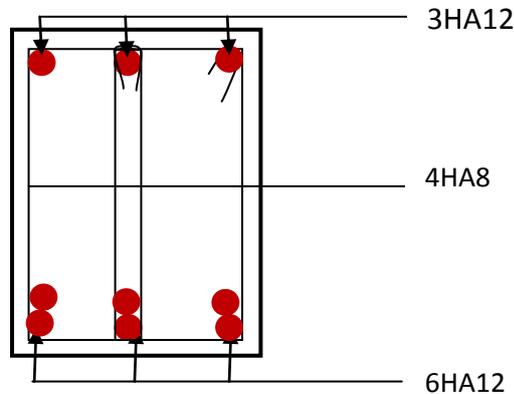
**Conclusion :** La condition de flèche est vérifiée.

**V-3-5.Ferraillage des poutres :**

➤ **Poutres principales :**

✓ **En travée :**

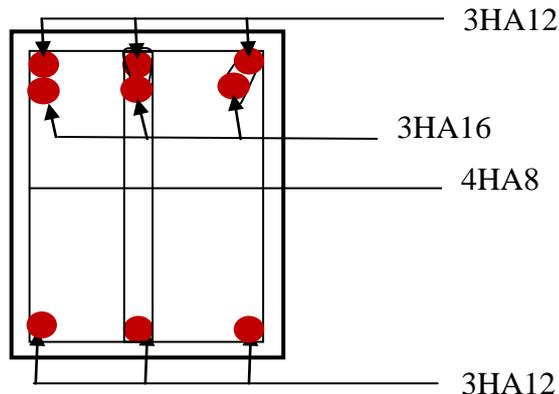
- Armatures longitudinales inférieure:3HA12+3HA12 (chapeau)
- Armatures longitudinales supérieure:3HA 12 (montage)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8= 4HA8



**Figure VII-1: Ferraillage en travée d'une poutre principale.**

✓ **Sur appuis:**

- Armatures longitudinales (fibre supérieure) : 3HA12+3HA16 (chapeaux).
- Armatures longitudinales (fibre inférieure) : 3HA12 (montage)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8= 4HA8

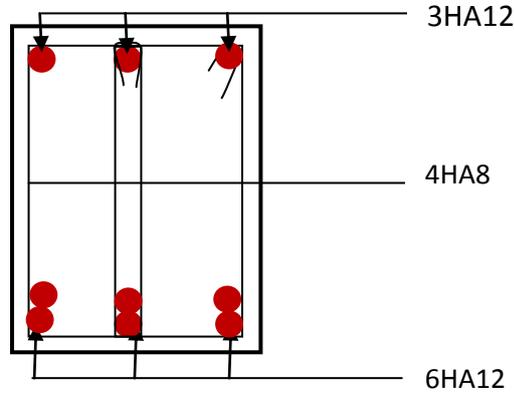


**Figure VII-2: Ferraillage aux appuis d'une poutre principale.**

➤ **Poutres secondaires :**

✓ **En travée :**

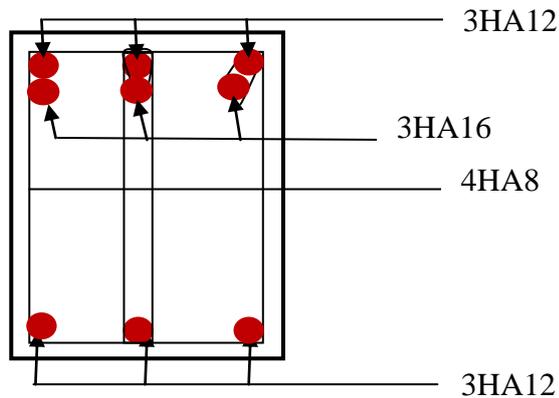
- Armatures longitudinales (fibre inférieure) : 3HA12+3HA12 (chapeau)
- Armatures longitudinales (fibre supérieure) : 3HA 12 (montage)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8= 4HA8



**Figure VII-3: Ferrailage en travée d'une poutre secondaire.**

✓ **Sur appuis:**

- Armatures longitudinales (fibre supérieure) : 3HA12+3HA16 (chapeaux).
- Armatures longitudinales (fibre inférieure) : 3HA12 (montage)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8= 4HA8



**Figure VII-4: Ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire.**

**VIII-1. Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales.

Donc le calcul du ferrailage se fera en flexion composée, sous l'action des sollicitations verticales (charges permanentes G et charges d'exploitation Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en (03) zones :

- Zone 1 : RDC, 1<sup>er</sup> et 2<sup>ième</sup> niveau
- Zone 2 : 3<sup>ième</sup>, 4<sup>ième</sup> et 5<sup>ième</sup> niveau
- Zone 3 : 6<sup>ième</sup>, 7<sup>ième</sup>, 8<sup>ième</sup> et 9<sup>ième</sup> niveau

**VIII-2. Combinaisons d'action :**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1,35G + 1,5Q & ELU \\ G + Q & ELS \\ G + Q \pm E & RPA 99 \text{ version } 2003 \\ 0,8G \pm E & RPA 99 \text{ version } 2003 \end{array} \right.$$

**VIII-3. Ferrailage des voiles :**

La méthode utilisée est la méthode de la résistance des matériaux (R.D.M.) qui se fait pour une bande de largeur (d).

**1. Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} ; \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V}{I}$$

Avec :

*B* : section du béton

*I* : moment d'inertie du trumeau

*V* et *V'* : bras de levier

Dans notre cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat. On découpe le diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right)$$

Avec :

$h_e$  : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée.

$L_t$  : longueur tendue

$$L_t = L - L_c$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenus :

**Remarque :**

Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

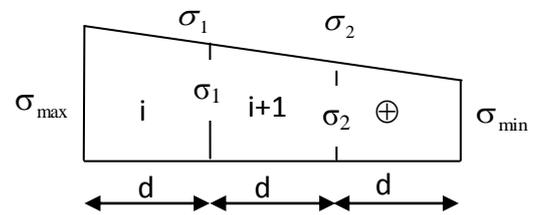
**a. Section entièrement comprimée (SEC) :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec :

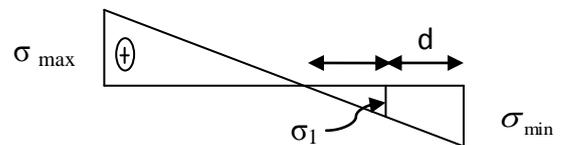
$e$  : épaisseur du voile



**b. Section partiellement comprimée (SPC) :**

$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$



**c. Section entièrement tendue (SET) :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

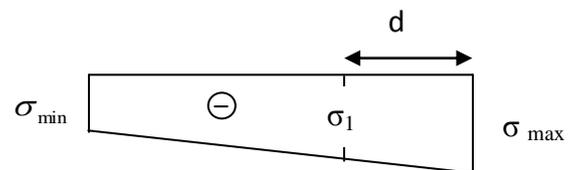


Figure VIII-1 : Diagrammes des contraintes des différentes sections

**2. Détermination des armatures :**

**a. SEC :**

- **Armatures verticales :**

$$A_{Vi} = \frac{N_i - B \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

$$\begin{cases} B = d \times e \\ f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

- **Armatures minimales (BAEL 91) :**

$$\begin{cases} A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2/ml \\ 2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 5\% \end{cases}$$

**SET :**

- **Armatures verticales :**

$$\text{Avec : } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

- **Armatures minimales (BAEL 91) :**

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{0,23 \times B \times f_{t28}}{f_e}; 0,005 \times B\right)$$

**SPC :**

- **Armatures verticales :**

$$A_{Vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

- **Armatures minimales :**

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{0,23 \times B \times f_{t28}}{f_e}; 0,005 \times B\right)$$

**3. Exigences du RPA99 (version 2003) :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

- ✓ Globalement dans la section du voile 0,15 %.
- ✓ En zones courantes 0,10 %.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures verticales de zone tendue est de 20 %.
- ✓ Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets. La jonction des armatures entre les différents niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochet).

- **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur égale à 10  $\Phi$ .

$$\text{D'après le BAEL 91 : } A_H = \frac{A_V}{4}$$

$$\text{D'après le RPA99 (version 2003) : } A_H \geq 0,15\% \times B$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doivent pas dépasser 0,1 de l'épaisseur du voile.

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après (RPA 2003 Art .7.7.4.3)

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

- **Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est inférieure 4HA10.

#### 4. Disposition constructive :

- **Espacement :**

D'après le R.P.A.99 version 2003 (Art 7.7.4.3), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1,5 \times e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{cases} \text{ Avec : } e : \text{ épaisseur du voile}$$

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0,1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

- **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

✓  $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

✓  $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

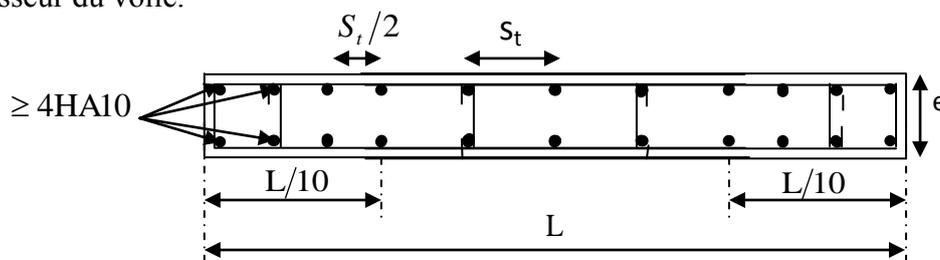


Figure VIII-2: Disposition des armatures verticales dans les voiles

#### 5. Les vérifications :

##### a. Vérification à L'ELS :

Pour ce cas, on vérifie que :  $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \text{ et } N_s = G + Q$$

$$\overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$N_s$  : Effort normal appliqué

$B$  : Section du béton

*A : Section d'armatures adoptée*

**b. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

- **D'après le RPA99 (version 2003) :**

$$\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0,2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \text{ et } V = 1,4 \times V_{\text{calculé}}$$

Avec :

*b<sub>0</sub> : Epaisseur du linteau ou du voile*

*d : Hauteur utile (d = 0,9 h)*

*h : Hauteur totale de la section brute*

- ✓ **D'après le BAEL 91 :**

*Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$*

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}; \tau_u: \text{Contrainte de cisaillement}$$

Pour la fissuration préjudiciable.

**6. Exemple de calcul :**

Ferrailage des voiles transversaux pleins : VT1 ; VT2 ; VT3 et VT4

**a. Zones I**

- **Caractéristiques géométriques :**

$$L = 3,90 [m] ; e = 0,20 [m].$$

$$I = 0,99 [m^4] ; B = L \times e = 0,78 [m^2]$$

$$V = V' = \frac{L}{2} = 1,95m$$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = 9689,32 [KN] \\ \sigma_{\min} = -12086,98 [KN] \end{cases}$$

Alors la section est partiellement comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L = \frac{9689,32}{9689,32 + 12086,98} \times 3,90 = 1,74[m]$$

$$L_t = L - L_c = 3,9 - 1,74 = 2,16[m]$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

Avec :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2 \times L_c}{3}\right) = 1,16 [m]$$

$$\text{Soit un tronçon : } d_1 = 1,08[m].$$

❖ **1<sup>er</sup> tronçon :**

$$\sigma_1 = \frac{L_t - d_1}{L_t} \times \sigma_{\min} \dots \dots \dots \text{Triangles semblables.}$$

$$\sigma_1 = \frac{L_t - d_1}{L_t} \times \sigma_{\min} = \frac{2,16 - 1,08}{1,17} \times (-12086,98) = -6043,43 [KN/m^2]$$

$$N_1 = \left| \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \right| \times d_1 \times e = \left| \frac{(-12086,98) + (-6043,49)}{2} \right| \times 1,08 \times 0,2 = 1962,35 [KN].$$

- **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{1962,35 \times 10}{400} = 49,09 [cm^2]$$

$$A_{min} \geq \max \left( \frac{0,23 \times d_1 \times f_{t28}}{f_e}; 0,005 \times d_1 \times e \right)$$

$$A_{min} = 10,82 [cm]$$

- **Armatures de couture :**

$$A_{vj} = \frac{1,1 \times T}{f_e} = \frac{1014,64 \times 1000}{400 \times 100} = 27,90 [cm^2]$$

$$A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 56,02 [cm^2]$$

$$(A_{v1})_{adopte} = 56,28 [cm^2]$$

- ❖ **2<sup>eme</sup> tronçon :**

$$\sigma_1 = \frac{L_t - d_2}{L_t} \times \sigma_{min} \dots \dots \dots \text{Triangles semblables.}$$

$$\sigma_1 = \frac{L_t - d_2}{L_t} \times \sigma_{min} = -7005,84 [KN/m^2]$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e = \frac{|-6043,49|}{2} \times 1,08 \times 0,2 = 654,12 [KN]$$

- **Armatures verticales :**

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{654,12 \times 10}{400} = 16,35 [cm^2]$$

$$A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 23,33 [cm^2]$$

$$(A_{v2})_{adopte} = 24,12 [cm^2]$$

$$A_{min} \geq \max \left( \frac{0,23 \times d_2 \times f_{t28}}{f_e}; 0,005 \times d_2 \times e \right)$$

$$\text{Soit } A_{min} = 10,82 [cm^2]$$

- **Armatures horizontales :**

$$D'après le BAEL 91 : \quad A_h \geq \max \left( \frac{A_{totale}}{4}; 0,15\% \times B \right) = 20,1 [cm^2]$$

$$\checkmark \text{ pour RDC - 2 : } 2 \times 15HA10 (e = 28cm) = 23,4 [cm^2]$$

**Remarque :**

Le ferrailage adopter pour les armatures horizontales des voiles longitudinales sera le même que celui des voiles transversales.

- **Armatures transversales:**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit 4HA8 (4 épingles HA8 /m<sup>2</sup>).

- **Vérification des contraintes :**

$$BAEL\ 91 : \tau_u = \frac{V_u}{e \times d} = \frac{724,7 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3,9} = 1,03 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_u = 1,03 \text{ [MPa]} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 3,26\text{[MPa]}$$

$$RPA\ 2003 : \tau_b = \frac{T}{e \times d} = \frac{1014,58 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3,9} = 1,445\text{[MPa]}.$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5\text{[MPa]}$$

- **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{d \times e + 15 \times A_v} = \frac{2375,1 \times 10^3}{(0,9 \times 3900 \times 200) + (15 \times 80,40 \times 100)} = 2,634 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_b = 2,691 \text{ [MPa]} \leq \bar{\sigma}_b = 15\text{[MPa]}$$

- **Vérification de RPA :**

**Zone tendue :**

$$\frac{A_v}{e \times L_t} \times 100 = \frac{80,40}{20 \times 216} \times 100 = 1,86\% \leq 0,20\%.$$

**Zone courant :**

$$\frac{A_{vzc}}{e \times L_{zc}} \times 100 = 1,80\% \leq 0,10\%.$$

**Zone globale :**

$$\frac{A_{vglobale}}{e \times L} \times 100 = 1,96\% \leq 0,15\%.$$

**Remarque:**

Les résultats de calcul du ferrailage des autres voiles ainsi que les vérifications des contraintes sont donnés dans les tableaux ci-dessous:

**Refends VT1 ; VT1' ; VT2 et VT2' :**

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,9	3,9	3,9
	he (m)	4,08	3,06	3,06
	$\sigma_s$ (MPa)	400	400	400
	I	0,99	0,99	0,99
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m <sup>2</sup> )	0,78	0,78	0,78
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	9689,32	5991,58	4143,48
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-12086,98	-7496,17	-4992,84
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	724,74	768,40	1003,17
	T (kN)	1014,64	1075,76	1404,44
	L <sub>t</sub> (m)	2,16	2,17	2,13

	L <sub>c</sub> (m)		1,74	1,73	1,77
	d(m)		1,16	1,15	1,18
	d 1 (m)		1,08	1,08	1,07
	d2 (m)		1,08	1,08	1,07
	σ <sub>1</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]		-6043,49	-3748,09	-2496,42
	N (kN)	N <sub>1</sub>	1962,35	1218,61	798,09
		N <sub>2</sub>	654,12	406,20	266,03
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	56,03	37,86	29,61
		A <sub>vj</sub>	27,90	29,58	38,62
		A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	23,33	17,55	16,31
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande2		10,82	10,84	10,66	
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande1		10,82	10,84	10,66	
Ferrailage de voile	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	bande1	56,28	43,12	31,64
		bande2	24,12	18,48	18,48
	Choix des barres/nappe	bande1	2'14HA16	2'14HA14	2'14HA12
		bande2	2'6HA16	2'6HA14	2'6HA12
	Espacements	ST(cm) bande 1	8	8	8
		ST (cm) bande 2	19	19	19
	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )		20,1	15,4	12,53
	AH adopter (cm <sup>2</sup> )		23,4	17,16	17,16
	choix des barres		2'15HA10	2'11HA10	2'11HA10
	ST (cm)		28	28	28
Armature transversal		4 Epingles HA8/m2			
Vérifications des contraintes	Contrainte	t <sub>u</sub> (MPa)	1,03	1,09	1,43
		t <sub>b</sub> (MPa)	1,45	1,53	2,00
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	2375,1	2026,23	1920,75
		σ <sub>b</sub> (MPa)	2,637	2,323	2,246
Vérifications de RPA	zone tendue		1,86%	1,42%	1,18%
	Zone courante		1,80%	1,38%	1,01%
	Zone globale		1,96%	1,50%	1,10%

**Refend VT3 et VT3' :**

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,92	1,92	1,92
	he (m)	4,08	3,06	3,06
	σ <sub>s</sub> (MPa)	400	400	400
	I	0,12	0,12	0,12
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m <sup>2</sup> )	0,384	0,384	0,384
Sollicitations de calcul	σ <sub>max</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]	9666,28	6133,95	3881,84
	σ <sub>min</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]	-12755,64	-7959,12	-5122,07
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC

	Vu (kN)		425,84	454,07	630,92
	T (kN)		596,18	635,70	883,28
	Lt(m)		1,09	1,08	1,09
	Lc(m)		0,83	0,84	0,83
	d(m)		0,55	0,56	0,55
	d 1 (m)		0,55	0,54	0,55
	d2 (m)		0,55	0,54	0,55
	$\sigma 1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-6377,82	-3979,56	-2561,04
	N (kN)	N <sub>1</sub>	1044,95	647,27	419,59
		N <sub>2</sub>	348,32	215,76	139,86
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	30,22	20,55	16,56
		A <sub>vj</sub>	16,39	17,48	24,29
		A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	12,81	9,76	9,57
	A <sub>min</sub> (cm2)/bande2		5,46	5,42	5,46
A <sub>min</sub> (cm2)/bande1		5,46	5,42	5,46	
Ferrailage de voile	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	bande1	32,16	24,64	18,08
		bande2	15,4	11,3	11,3
	Choix des barres/nappe	bande1	2'8HA16	2'7HA14	2'8HA12
		bande2	2'5HA14	2'5HA12	2'5HA12
	Espacements	ST (cm) bande 1	7	7	7
		ST (cm) bande 2	11	11	11
	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )		11,89	8,985	7,345
	AH adopter (cm <sup>2</sup> )		24,96	18,72	18,72
	choix des barres		2'16HA10	2'12HA10	2'5HA10
	ST (cm)		25	25	25
Armature transversal		4 Epingles HA8/m2			
Vérifications des contraintes	contrainte	t <sub>u</sub> (MPa)	1,23	1,31	1,83
		t <sub>b</sub> (MPa)	1,73	1,84	2,56
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1250,05	1131,34	829,73
		σ <sub>b</sub> (MPa)	2,745	2,584	1,938
Vérifications de RPA	zone tendue		2,18%	1,66%	1,34%
	Zone courante		3,58%	2,70%	2,25%
	Zone globale		2,32%	1,75%	1,41%

**Refends VL1 ; VL2 ; VL1' et VL2'**

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,2	1,2	1,2
	he (m)	4,08	3,06	3,06
	σ <sub>s</sub> (MPa)	400	400	400
	I	0,03	0,03	0,03
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m2)	0,24	0,24	0,24

Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		9489,35	5945,5	2634,48
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-11070,85	-6966,5	-3058,73
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	$V_u$ (kN)		521,22	283,79	347,99
	T (kN)		729,71	397,31	487,18
	$L_t$ (m)		0,65	0,65	0,64
	$L_c$ (m)		0,55	0,55	0,56
	d(m)		0,37	0,37	0,37
	d 1 (m)		0,3	0,3	0,3
	d2 (m)		0,35	0,35	0,34
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-5930,80	-3738,50	-1635,43
	N (kN)	$N_1$	510,05	321,15	140,82
		$N_2$	205,30	129,89	56,38
	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{v1}+A_{vj}/4$	17,77	10,76	6,87
		$A_{vj}$	20,07	10,93	13,40
		$A_{v2}+A_{vj}/4$	10,15	5,98	4,76
	$A_{\min}$ (cm2)/bande2		3,46	3,47	3,45
$A_{\min}$ (cm2)/bande1		3,00	3,00	3,00	
Ferrailage de voile	$A_v$ adopté (cm <sup>2</sup> )	bande1	20,1	11,3	11,3
		bande2	12,06	6,78	6,78
	Choix des barres/nappe	bande1	2'5HA16	2'5HA12	2'5HA12
		bande2	2'3HA16	2'3HA12	2'3HA12
	Espacements	ST(cm) bande 1	6	6	6
		ST (cm) bande 2	12	12	12
	$A_H$ (cm <sup>2</sup> )		8,04	4,52	4,52
	AH adopter (cm <sup>2</sup> )		6,28	6,28	6,28
	choix des barres		2'4HA10	2'4HA10	2'4HA10
	ST (cm)		25	25	25
Armature transversal		4 Epingles HA8/m2			
Vérifications des contraintes	Contrainte	$t_u$ (MPa)	2,41	1,31	1,61
		$t_b$ (MPa)	3,38	1,84	2,26
	ELS	$N_s$ (kN)	927,50	730,87	565,05
		$\sigma_b$ (MPa)	3,218	2,736	2,115
Vérifications de RPA	zone tendue		2,49%	1,40%	1,40%
	Zone courante		1,68%	0,94%	0,94%
	Zone globale		2,68%	1,51%	1,51%

**Refends VL3 ; VL3' ; VL4 et VL4' :**

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,04	2,04	2,04
	he (m)	4,08	3,06	3,06
	$\sigma_s$ (MPa)	400	400	400

	I		0,14	0,14	0,14
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m2)		0,408	0,408	0,408
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		9718,5	5096,56	2936,26
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-12043,75	-6037,48	-3630,07
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)		225,47	228,79	403,57
	T (kN)		315,66	320,31	565,00
	L <sub>t</sub> (m)		1,13	1,11	1,13
	L <sub>c</sub> (m)		0,91	0,93	0,91
	d(m)		0,61	0,62	0,61
	d 1 (m)		0,54	0,54	0,54
	d2 (m)		0,59	0,57	0,59
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-6283,15	-3090,23	-1891,92
	N (kN)	N <sub>1</sub>	989,65	492,90	298,19
		N <sub>2</sub>	370,07	174,97	111,20
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub> +A <sub>vi</sub> /4	26,91	14,52	11,34
		A <sub>vi</sub>	8,68	8,81	15,54
		A <sub>v2</sub> +A <sub>vi</sub> /4	11,42	6,58	6,66
	A <sub>min</sub> (cm2)/bande2		5,89	5,66	5,88
	Amin (cm2)/bande1		5,40	5,40	5,40
Ferrailage de voile	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	bande1	28,14	15,82	15,82
		bande2	12,06	6,78	9,04
	Choix des barres/nappe	bande1	2'7HA16	2'7HA12	2'8HA12
		bande2	2'3HA16	2'3HA12	2'3HA12
	Espacements	ST (cm) bande 1	7	7	7
		ST (cm) bande 2	20	20	20
	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )		10,05	6,12	6,215
	AH adopter (cm <sup>2</sup> )		24,96	18,72	18,72
	choix des barres		2'16HA10	2'12HA10	2'12HA10
	ST (cm)		25	25	25
Armature transversal		4 Epingles HA8/m2			
Vérifications des contraintes	Contrainte	t <sub>u</sub> (MPa)	0,61	0,62	1,10
		t <sub>b</sub> (MPa)	0,86	0,87	1,54
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1539,51	1504,18	1475,26
		$\sigma_b$ (MPa)	3,287	3,404	3,313
Vérifications de RPA	zone tendue		1,78%	1,02%	1,10%
	Zone courante		1,60%	0,97%	0,97%
	Zone globale		1,97%	1,11%	1,11%

**VIII-4 Ferrailage des linteaux :**

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastrees à leurs extrémités.

Ils doivent être ferrillés de manière à éviter leur rupture et à reprendre des sollicitations des « **M** » et « **T** » résultant des charges verticales et les forces sismiques.

**1) Evaluation des sollicitations de calcul :****❖ Charges verticales :**

$$\pi = \frac{H_0 \times m \times l}{I} \phi(\alpha; \xi)$$

Avec :

$H_0$ : effort tranchant appliqué à la basedonnée par etabs  $H_0 = 165,77[\text{KN}]$ .

$m$ : moment statique  $m = 0,276[\text{m}^3]$ (voir chapitre contreventement).

$I$ : moment d'inertie total au refend  $I = 0,693[\text{m}^4]$ (voir chapitre contreventement).

$\alpha \gg 10 \Rightarrow \phi = 1 - \xi^2$ (voir chapitre contreventement).

$l$ : l'hauteur d'étage  $l = 3,06[\text{m}]$ .

Finalement :

$$\pi = \frac{165,77 \times 0,276 \times 3,06}{0,693} \phi(\alpha; \xi)$$

Niveau	hauteur total	$\xi$	$\Phi$	$\pi$
10	31,62	1	0	0,00
9	28,56	0,903	0,18	37,21
8	25,5	0,806	0,35	152,45
7	22,44	0,710	0,50	216,42
6	19,38	0,613	0,62	272,23
5	16,32	0,516	0,73	319,87
4	13,26	0,419	0,82	359,34
3	10,2	0,323	0,90	390,64
2	7,14	0,226	0,95	413,78
1	4,08	0,129	0,98	428,76
RDC	0	0	1	581,35

**2) Méthode de calcul :**

Nous utilisons la méthode de calcul exposée dans le (RPA 99 version 2003) en faisant comparer à chaque fois les sections d'armatures calculées aux maximales données par les règles BAEL 91. L'application se fera suivant les étapes suivantes :

**3.1/ Contrainte limite de cisaillement :**

$$\begin{cases} \tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} \\ \tau_b = \frac{V}{e \times d} \end{cases} \text{ avec: } \begin{cases} V = 1,4 \times \pi \\ e: \text{épaisseur du linteau.} \\ d: \text{hauteur utile (d = 0,9 \times h).} \end{cases}$$

**3.2/ Ferrailage des linteaux :**

**1<sup>er</sup> cas :**

$$\tau_b \leq 0,06 \times f_{c28}$$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, avec les efforts (M ; V).

On devra disposer des :

✓ **Aciers longitudinaux de flexion (A<sub>L</sub>) :**

Les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_L \geq \frac{M}{Z \times f_e}; \text{ avec : } \begin{cases} Z = h - 2c \\ c: \text{ Distance d'enrobage.} \\ h : \text{ Hauteur totale du linteau.} \\ M : \text{ moment dû à l'effort tranchant.} \end{cases}$$

✓ **Aciers transversaux :**

♣ **1<sup>er</sup> sous cas :**

$$\text{Linteau long } \left( \lambda_g = \frac{l}{h} > 1 \right)$$

$$\text{Nous avons : } S \leq \frac{A_t \times f_e \times Z}{V}$$

Avec :

*S : espacement des cours d'armatures transversales.*

*A<sub>t</sub> : section d'un cours d'armatures transversales.*

*l : Portée du linteau.*

*V : effort tranchant dans la section considérée : (V = 1,4 × T<sub>calculé</sub>).*

♣ **2<sup>eme</sup> sous cas :**

$$\text{Linteau court } \left( \lambda_g = \frac{l}{h} < 1 \right)$$

$$\text{Nous avons : } S \leq \frac{A_t \times f_e}{V + A_t \times f_e}; \text{ avec : } V = \min(V_1 \text{ et } V_2)$$

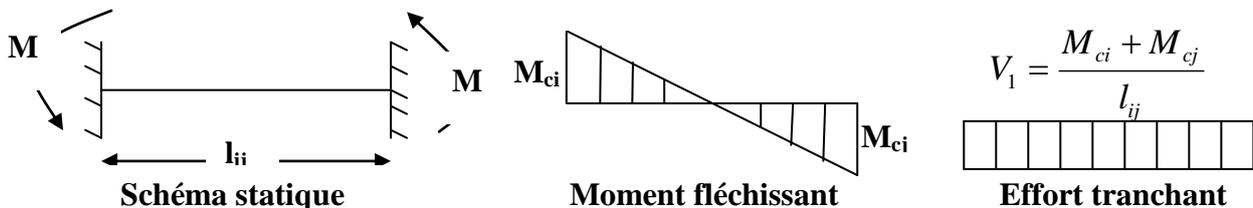
**Avec :**

$$V_2 = 2 \times T; \text{ sachant que : } (T = T \text{ calculé}) \text{ et } V_1 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

**Avec :**

*M<sub>ci</sub> ; M<sub>cj</sub> : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l<sub>ij</sub>.*

*Le moment est calculé par la formule suivante : M<sub>c</sub> = A<sub>L</sub> × f<sub>e</sub> × Z*



**2<sup>eme</sup> cas :**

Fig. VIII-5:diagramme des efforts interne des linteaux.

$$\tau_b \leq 0,06 \times f_{c28}$$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieur et inférieur), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (**M** et **V**) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales (**A<sub>D</sub>**) à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{T}{2 \times f_e \times \sin \alpha} ; \text{avec} : \tan \alpha = \frac{h - 2 \times c'}{l}$$

**Avec :**

*T* : effort tranchant calculé.

*h* : hauteur du linteau.

*c'* : distance d'enrobage.

### 3.3/ Ferrailage minimum :

- **Armatures longitudinales :**

$$(A_L, A'L) \geq 0,0015 \cdot b \cdot h \quad \text{avec} : \begin{cases} b : \text{épaisseur du linteau.} \\ h : \text{hauteur du linteau.} \end{cases}$$

- **Armatures transversales :**

$$\begin{cases} A_t \geq 0,0015 \times b \times S ; \text{Si } \tau_b \leq 0,025 \times f_{c28} \\ A_t \geq 0,0025 \times b \times S ; \text{Si } \tau_b > 0,025 \times f_{c28} \end{cases} \quad \text{avec} : \begin{cases} b : \text{largeur du linteau.} \\ S : \text{espacement.} \end{cases}$$

- **Armatures en zone courante (de peau) :**

$$A_c \geq 0,002 \times b \times h \quad \text{avec} : \begin{cases} b : \text{épaisseur du linteau.} \\ h : \text{hauteur du linteau.} \end{cases}$$

- **Longueur d'ancrage**

$$L_c \geq \frac{h}{4} + 50 \phi$$

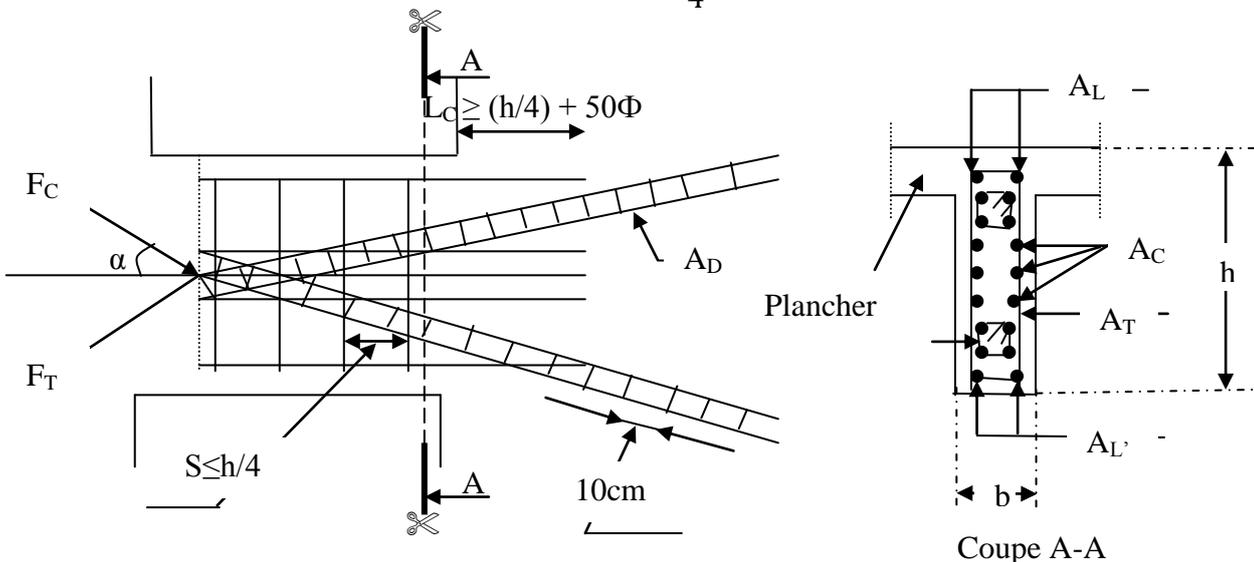


Fig. VIII-- : Schéma de ferrailage d'un linteau.

**3.4/ Exemple de calcul :**Linteau du voile VL<sub>1</sub> (RDC)**\* Caractéristique géométrique :**

$$h = 2,08 [m]; e = 0,20 [m]; l = 1,10 [m].$$

$$\pi = 581,35 [KN].$$

**\* Contrainte de cisaillement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_b = \frac{V}{0,9 \times h \times e} = \frac{1,4 \times 581,35 \times 10^4}{0,9 \times 2080 \times 200} = 2,2 [MPa] \\ \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 [MPa] \end{array} \right. \Rightarrow \tau_b < \bar{\tau}_b \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

D'autre part nous avons :

$\tau_b = 2,2 > 0,06 \times f_{c28} = 1,5 [MPa] \Rightarrow$  le calcul se fera suivant le deuxième cas  $\Rightarrow$   
On disposera le ferrailage suivant les minimums réglementaires.

**• Aciers longitudinaux :**

$$A_L = A_L' \geq 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 208 = 6,23 [cm^2] \Rightarrow \text{Soit : 2 HA 20.}$$

**• Aciers transversaux :**

$$A_T \geq 0,0025 \times b \times S = 0,0025 \times 20 \times 20 = 1,00 [cm^2] \Rightarrow \text{Soit : 2 HA 8.}$$

Tel que :  $S \leq \frac{h}{4} = \frac{208}{4} = 52 \text{ cm}$  avec  $S_{min} \leq 30 \text{ cm}$  donc on opte pour  $S = 20 \text{ cm}$

**• Aciers de peau :**

$$A_C \geq 0,002 \times b \times h = 0,002 \times 20 \times 208 = 8,32 [cm^2] \Rightarrow \text{Soit : 12 HA 10.}$$

**• Longueur d'ancrage :**

$$L_c \geq \frac{h}{4} + 50 \times \emptyset = \frac{208}{4} + (50 \times 2,0) = 152 [cm].$$

**• Armatures diagonales:**

$$\text{Avec : } \tan \alpha = \frac{h - 2 \times c'}{l} = \frac{208 - (2 \times 3)}{110} = 1,84 \Rightarrow \alpha = 62^\circ$$

$$\sin \alpha = \sin 62 = 0,88 \Rightarrow A_D = \frac{787 \times 10^3}{2 \times 400 \times 100 \times 0,88} = 6,62 [cm^2] \Rightarrow \text{Soit : 4 HA 16,}$$

\_Avec des cadres de  $\phi_6$  tous les (10 cm).

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

**Remarque :**

- 1) les voiles avec une seule file d'ouverture de notre structure sont tous symétriques.
- 2) Le calcul des linteaux des voiles de RDC ne sera pas refait ; car ils sont déjà calculés dans l'exemple précédent.

Zones		RDC	NIV 01/09
Caractéristiques géométriques	$h_{\text{linteau}}$ (cm)	208	106
	$h_e$ (cm)	400	400
	$\sigma_{\text{cisaillement}}$ (MPa)	2,2	3,1
	$e$ (cm)	20	20
	$\pi$	581,35	428,77
	$V_u$ (KN)	813,89	600,28
	$A$	62,00	41,6
	$\sin\alpha$	0,88	0,66
	$0,6f_{c28}$	1,5	1,5
	ferraillage des linteaux	$A_L$ (cm <sup>2</sup> )	6,24
$A_L$ (adopté)		2HA20=6,28	2HA16=4,02
$A_L'$ (cm <sup>2</sup> )		6,24	3,18
$A_L'$ (adopté)		2HA20=6,28	4HA16=4,02
$A_T$		1	1,25
$A_T$ (adopté)		2HA10=1,57	2HA10=1,57
$A_D$		8,26	8,12
$A_D$ (adopté)		4HA16=8,04	4HA12=6,78
$A_c$		8,32	4,24
$A_c$ (adopté)		12HA10=9,42	6HA10=4,71
Longueur d'ancrage	$L_c$ (cm)	152	126,5

**IX-1.Introduction :**

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant de l'action du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut s'exercer dans les différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

**❖ Fondations superficielles :**

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont:

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

**❖ Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur. Les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

**❖ Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation se fait en fonction du type de la superstructure et des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain. Ce choix doit satisfaire :

- La stabilité de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondage et définition des caractéristiques.
- Le site : urbain, montagne, bord de mer,
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence de l'eau.

**❖ Etude de sol :**

L'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2,5 bars (sol meuble).

**Remarque :**

Les semelles reposent toujours sur une couche du béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur dosé à 150 Kg/m<sup>2</sup> de ciment.

$$\sigma_{adm} = 2,5 \text{ [bars]} = 0,25 \text{ [MPa]}.$$

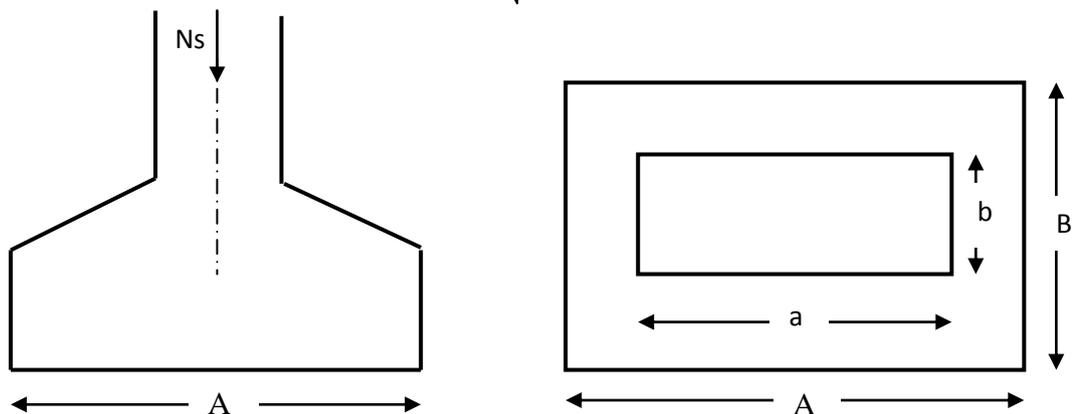
**IX-2. Dimensionnement :****IX-2-1. Semelle isolée :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{ser}$  qui est obtenu à la base du poteau le plus sollicitée.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Homothétie des dimensions : } \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{45}{45} = 1 \Rightarrow A = B \text{ poteau carré}$$

$$\text{D'où : } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$



**Exemple de calcul :** Figure. IX-1: Dimensionnement d'une fondation.

$$N_{ser} = 1309,45 [KN]$$

$$\sigma_{sol} = 0,25 [MPa] = 250 [KN/m^2]$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1309,45}{250}} = 2,29 [m] \Rightarrow A = B = 2,29 [m]$$

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au risque de chevauchement, alors il faut passer aux semelles filantes.

**IX-2-2. Semelles filantes :**❖ **Semelles filantes sous voiles :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

- $B$  : Largeur de la semelle.
- $L$  : Longueur de la semelle sous voile.
- $G$  : Charge permanente revenant au voile considéré.
- $Q$  : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.
- $\sigma_{sol}$  : contrainte admissible du sol. ( $\sigma_{sol} = 0,25 \text{ MPa}$ ).

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

- **Sens longitudinal :**

voiles	$N_s$ (KN)	L (m)	B (m)	$B_{\text{adopte}}$ (m)	$S = B \cdot L$ (m <sup>2</sup> )
VL1	789,50	3,5	0,902	1,100	3,850
VL2	787,45	3,5	0,900	1,100	3,850
VL3	814,79	3,5	0,931	1,100	3,850
VL4	808,20	3,5	0,924	1,100	3,850
VL5	279,94	2,04	0,549	0,700	1,428
VL6	288,55	2,04	0,566	0,700	1,428
VL7	286,49	2,04	0,562	0,700	1,428
VL8	278,31	2,04	0,546	0,700	1,428
					21,112

- **Sens transversal :**

voiles	$N_s$ (KN)	L (m)	B (m)	$B_{\text{adopte}}$ (m)	$S = B \cdot L$ (m <sup>2</sup> )
VT1	789,5	3,9	0,810	1,000	3,900
VT2	808,2	3,9	0,829	1,000	3,900
VT3	814,79	3,9	0,836	1,000	3,900
VT4	787,45	3,9	0,808	1,000	3,900
VT5	286,49	1,92	0,597	0,800	1,536
VT6	288,55	1,92	0,601	0,800	1,536
					18,672

$$\left. \begin{array}{l} \text{Sens longitudinal : } S = 21,112 \text{ m}^2 \\ \text{Sens transversal : } S = 18,672 \text{ m}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow S_v = 39,784 \text{ [m}^2\text{]}$$

- ❖ **Semelles sous poteaux :**

- a. **hypothèses de calcul :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

- b. **Étapes de calcul :**

$$\text{Détermination de la résultante des charges : } R = \sum N_i.$$

$$\text{Détermination des coordonnées de la structure } R : e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}.$$

avec :

$e$ : excentricite de la structure

$e_i$ : excentricite de la chaque élément

- ❖ **détermination de la distribution de charge par (ml) de semelle :**

$$e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) \text{ et } q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

❖ **détermination de largeur B de la semelle :**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$$

c. **Exemple de calcul :**

**Tableau IX-1 : Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux (portique D)**

poteau	N <sub>s</sub> (KN)	N totale (KN)	Moments (KN.m)	e <sub>i</sub> (m)	N <sub>i</sub> e <sub>i</sub> (KN.m)
C4	952,44	7883,78	6,241	-13	-12381,72
C10	1233,27		3,078	-9,5	-11716,07
C16	712,31		-5,262	-6	-4273,86
C22	1127,23		-1,879	-2,5	-2818,08
C28	1127,52		-1,882	2,5	2818,80
C34	706,19		-5,253	6	4237,14
C40	1142,69		2,927	9,5	10855,56
C46	882,13		6,121	13	11467,69
Somme				<b>4,091</b>	<b>somme</b>

**Résultante :**

$$R = \sum N_i = 7883,78 [KN]$$

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \left| \frac{-1810,54 + (4,091)}{7883,78} \right| = 0,23 [m]$$

Donc l'excentricité  $e = 0,23 [m]$

**Distribution par (ml) de la semelle :**

$$e = 0,23 [m] < \frac{L}{6} = \frac{26}{6} = 4,33 [m] \text{ (repartitions trapézoïdale).}$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{7883,78}{26} \left(1 + \frac{6 \times 0,23}{26}\right) = 319,26 [KN/m].$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{7883,78}{26} \left(1 - \frac{6 \times 0,23}{26}\right) = 287,19 [KN/m].$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{7883,78}{26} \left(1 + \frac{3 \times 0,23}{26}\right) = 311,24 [KN/m].$$

**Calcul de la largeur B :**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{311,24}{250} = 1,24 [m]$$

$$\text{Soit } B = 1,40 [m]$$

$$\text{Nous aurons donc : } S = B \times L = 1,40 \times 26 = 36,40 [m^2]$$

**Remarque :**

Un calcul identique est effectué pour les autres semelles, d'où la surface totale des semelles sous poteaux est de :

$$S_p = S \times n = 36,40 \times 6 = 218,40 [m^2]$$

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_T = S_p + S_v = 218,40 + 39,784 = 258,184 [m^2]$$

$$\text{calcul du rapport : } \frac{S_T}{S_b} = \frac{258,184}{24,5 \times 18,9} = 0,56 = 56\%$$

**Conclusion :**

Vu que les semelles occupent plus de **50%** de la surface du sol d'assise, on adoptera un **radier général**.

**IX-2-3. Etude du radier :**

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre, il est :

- Le radier est rigide dans son plan horizontal,
- Il permet une meilleure répartition de la charge sur le sol,
- Il semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels,
- Facilité de coffrage et de ferrailage ;
- Rapidité d'exécution.

**IX- 2-3-1-1- Pré dimensionnement du radier :****1- La hauteur du radier :****a- selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ( $h \geq 25\text{cm}$ ).

**b- selon les conditions forfaitaires :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \Rightarrow 55[cm] \leq h \leq 88[cm].$$

$$\text{Soit } h = 80 [cm].$$

**c- Selon la Condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie la condition suivante :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \Rightarrow \text{ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de la surface

$K = 40 [MPa] =$  pour un sol moyen

$I$  : L'inertie de la section du radier (bande de 1m)

$E$  : Module de déformation longitudinale différée :  $E = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ [MPa]}$

$L_{max}$  : Distance maximal entre deux nervures successives. ( $L_{max} = 4,40 \text{ m}$ ).

$$D'o\grave{u} : h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3,14} \times 4,4\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 0,88[\text{m}]$$

On prend:  $h = 90 \text{ cm}$

## 2- La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} \text{ Avec un minimum de } 25 \text{ cm}$$

$$h_d \geq \frac{440}{20} = 22[\text{cm}]$$

Soit:  $h_d = 30 \text{ cm}$

## 3- Nervure :

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow h_n \geq \frac{440}{10} = 44\text{cm}$$

Soit  $h_n = 60 \text{ cm}$ .

## 4- La largeur de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \Rightarrow 24\text{cm} \leq b_n \leq 42\text{cm}$$

On prend :  $b_n = 45\text{cm}$  car notre poteau est de  $(45 \times 45)$

## Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_r = 90[\text{cm}]$  ..... Hauteur total du radier.

$h_n = 60[\text{cm}]$  ..... Hauteur de la nervure.

$h_d = 30[\text{cm}]$  ..... Hauteur de la dalle.

$b_n = 45[\text{cm}]$  ..... Largeur de la nervure.

## 5- Détermination de la surface nécessaire du radier :

On a:  $G_t = 55547,26[\text{KN}]$  ;  $Q_t = 10456,95 [\text{KN}]$  ses charges prise à la base.

### Combinaison d'actions :

**A l'ELU:**  $N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 55547,26 + 1,5 \times 10456,95 = 90674,226[\text{KN}]$

**A l'ELS:**  $N_s = G + Q = 55547,26 + 10456,95 = 66004,21[\text{KN}]$

**A l'ELU:**  $S_{radier} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{sol}} = \frac{90674,226}{1,33 \times 250} = 272,704[\text{m}^2]$ .

**A l'ELS :**  $S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{66004,21}{250} = 264,017[\text{m}^2]$ .

$S_{batiment} = 463,05[\text{m}^2]$ .

$S_{batiment} > \max(S_1, S_2) = 272,704[\text{m}^2]$ .

Donc on ajoute au radier un débord minimal de largeur  $L_d$  d'après les règles de BAEL, et qu'il sera calculer comme suit :

$$L_d \geq \max\left(\frac{h_r}{2}; 30\text{cm}\right) = 45[\text{cm}]$$

Soit un débord de  $L_d = 45[\text{cm}]$  sur les quatre cotés.

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{radier} = S_{batiment} + S_{debord}$

$$S_{radier} = 463,05 + \left( (0,45 \times 0,45 \times 4) + ((18,9 \times 0,45) + (24,5 \times 0,45)) \times 2 \right) = 508,92 [m^2]$$

## 6- Détermination des efforts :

### ❖ charge permanente :

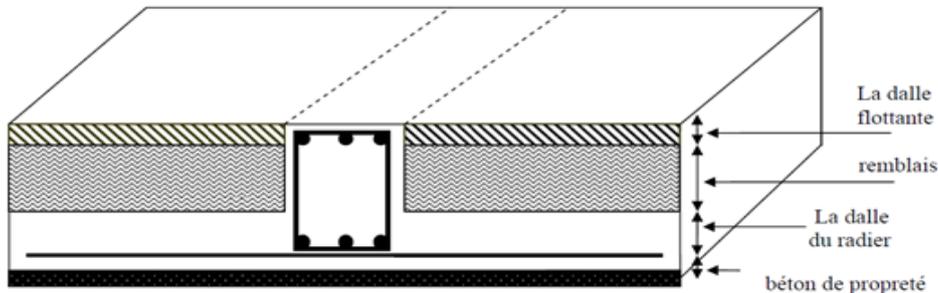


Figure IX-2 : coupe verticale du radier.

$P_{rad} =$  Poids du tablier + poids des nervures + poids du remblai (T.V.O) + Poids de la dalle flottante.

–Poids de la dalle :  $G_1 = (S_{rad} \times h_d \times \rho) = 508,92 \times 0,30 \times 25 = 3816,9 [KN]$

–Poids des nervures :  $G_2 = (b_n \times h_n \times \rho \times L \times n)$

– $n$  : nombre de portiques dans le sens considéré

$$G_2 = (0,45 \times (0,90 - 0,30) \times 25 \times 19,8 \times 8) = 907,2 [KN]$$

poids du TVO :  $G_3 = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_{rad} - h_d) \times \rho = (508,92 - 90,72) \times (0,9 - 0,3) \times 17$

$$G_3 = 6273 [KN]$$

Avec :  $S_{ner} = \frac{G_{ner}}{\rho \times b_{ner}} = \frac{907,2}{25 \times 0,4} = 90,72 [m^2]$

–poids de la dalle flottante :  $G_4 = (S_{rad} - S_{ner}) \times ep \times \rho$

$$G_4 = (508,92 - 90,72) \times 0,1 \times 25 = 1045,5 [KN]$$

$$P_{rad} = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 = 3816,9 + 907,2 + 6273 + 1045,5 = 12042,6 [KN]$$

$G_{tot} =$  poids du radier + poids de la structure .

$$G_{tot} = 12042,6 + 55547,26 = 67589,86 [KN].$$

### ❖ Charge d'exploitation :

$$Q_t = 10456,95 [KN].$$

$$Q_{rad} = 3,5 \times S_{rad} = 3,5 \times 508,92 = 1781,22 [KN].$$

$$Q_{tot} = Q_t + Q_{rad} = 10456,95 + 1781,22 = 12238,17 [KN].$$

### ❖ Combinaison d'action :

à ELU :  $N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 67589,86 + 1,5 \times 12238,17 = 109603,566 [KN].$

à ELS :  $N_s = G + Q = 67589,86 + 12238,17 = 79828,03 [KN]$

## 7- Vérifications :

### ❖ Vérification de contrainte de cisaillement :

Nous devons vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right\} = 2,5 [MPa].$$

$$b = 100 [cm] ; d = 0,9 \times h_d = 0,9 \times 30 = 27 [cm].$$

$$T_u^{max} = q_u \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{109603,566 \times 1}{508,92} \times \frac{4,4}{2} = 473,80 [KN]$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{473,80 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,76 [MPa]$$

$\tau_u = 1,76 MPa < \bar{\tau}_u = 2,5 MPa$  ... .. **Condition vérifiée.**

• **Vérification de la stabilité du radier :**

✚ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 12,21 [m] ; Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 9,78 [m]$$

Avec :

$S_i$  : aire du panneau considéré

$X_i, Y_i$  : centre de gravité du panneau considéré

✚ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 16430,39 [m^4] ; I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 27038,66 [m^4]$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

$M_0$  : Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_0$  : Effort tranchant à la base du bâtiment.

$h$  : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

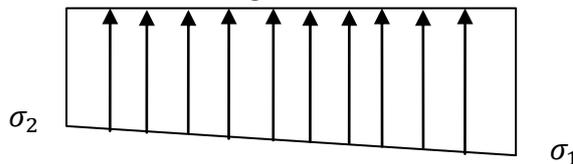
Ainsi ; nous devons vérifier que :

**A l'ELU :**  $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \times \sigma_{sol}$

**A l'ELS :**  $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

Avec :  $\sigma_{1;2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$

Tel que V: distance entre le centre de gravité du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier



**Figure IX-3 Diagramme des contraintes sous le radier.**

Effort normal :  $N_u = 109603,566 [KN]$  ;  $N_s = 79828,03 [KN]$ .

✚ **Calcul des moments :**

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

$$\begin{cases} M_x = M_0 + T_0 \times h = 45038,35 + 2099,19 \times 0,9 = 46927,621 [KN.m] \\ M_y = M_0 + T_0 \times h = 44284,73 + 2360,88 \times 0,9 = 46409,522 [KN.m] \end{cases}$$

✓ **Sens longitudinal:**

**A l'ELU:**

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{109603,566}{508,92} + \frac{46927,621}{27038,66} \times 12,21 = 236,56 [KN/m^2] \\ \sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{109603,566}{508,92} - \frac{46927,621}{27038,66} \times 12,21 = 194,17 [KN/m^2] \end{cases}$$

D'où :

$$\begin{cases} \sigma_m = \frac{3 \times 236,56 + 194,17}{4} = 225,960 [KN/m^2] \Rightarrow \sigma_m < 1,33\sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée} \\ 1,33 \times \sigma_{sol} = 1,33 \times 250 = 332,5 [KN/m^2] \end{cases}$$

**A l'ELS :**

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{18997,03}{508,92} + \frac{46927,621}{27038,66} \times 12,21 = 178,05 [KN/m^2] \\ \sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{18997,03}{508,92} - \frac{46927,621}{27038,66} \times 12,21 = 135,67 [KN/m^2] \end{cases}$$

D'où :

$$\begin{cases} \sigma_m = \frac{3 \times 178,05 + 135,67}{4} = 167,453 [KN/m^2] \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée} \\ \sigma_{sol} = 250 [KN/m^2] \end{cases}$$

✓ **Sens transversal:**

**A l'ELU:**

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{109603,566}{508,92} + \frac{46409,522}{16430,39} \times 9,78 = 242,99 [KN/m^2] \\ \sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{109603,566}{508,92} - \frac{46409,522}{16430,39} \times 9,78 = 187,74 [KN/m^2] \end{cases}$$

D'où :

$$\begin{cases} \sigma_m = \frac{3 \times 242,99 + 187,74}{4} = 229,177 [KN/m^2] \Rightarrow \sigma_m < 1,33\sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée} \\ 1,33 \times \sigma_{sol} = 1,33 \times 250 = 332,5 [KN/m^2] \end{cases}$$

**A l'ELS :**

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{18997,03}{508,92} + \frac{46409,522}{16430,39} \times 9,78 = 184,48 [KN/m^2] \\ \sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{18997,03}{508,92} - \frac{46409,522}{16430,39} \times 9,78 = 129,23 [KN/m^2] \end{cases}$$

D'où :

$$\begin{cases} \sigma_m = \frac{3 \times 184,48 + 129,23}{4} = 170,670 [KN/m^2] \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée} \\ \sigma_{sol} = 250 [KN/m^2] \end{cases}$$

- **Vérification au poinçonnement BAEL91 [Art. A.5.2.42] :**

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$a$  : Epaisseur du voile ou du poteau.

$b$  : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

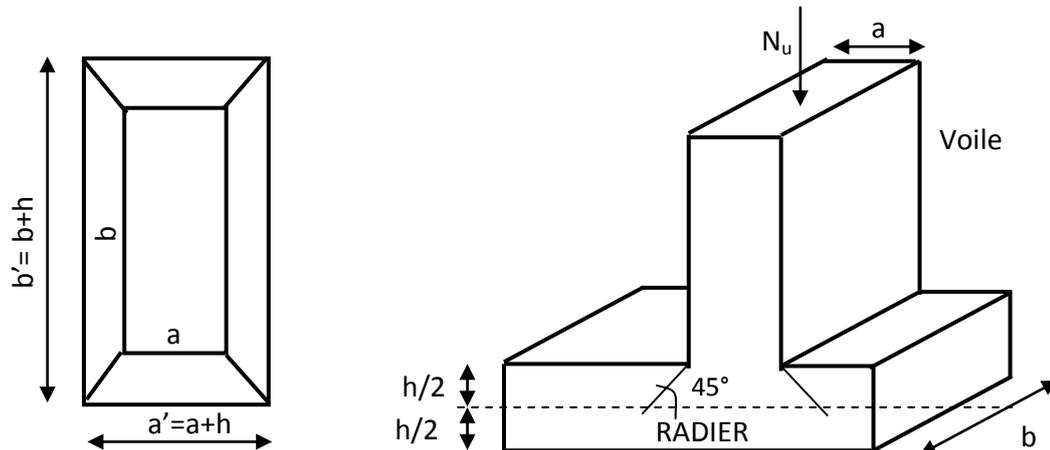


Figure. IX-4: Périmètre utile des voiles et des poteaux

➤ **Vérification pour le poteau le plus sollicité :**

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,45 + 0,45 + 2 \times 0,9) \times 2 = 5,4 [m].$$

$$N_u = 1798,1 [KN] < \frac{0,045 \times 5,4 \times 0,9 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 3646 [KN] \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

➤ **Vérification pour le voile le plus sollicité :**

On considère une bande de 1m du voile :

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,2 + 1 + 2 \times 0,9) \times 2 = 6 [m].$$

$$N_u = 3643,74 [KN] < \frac{0,045 \times 6 \times 0,9 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 4050 [KN] \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

- **Vérification à l'effort sous pression :**

$$P \geq \alpha \times S_{rad} \times \gamma \times Z$$

$P$  : Poids total à la base du radier.

$Z$  : hauteur total du radier  $Z = 0,9 m$ .

$\gamma$  : Poids volumique du l'eau  $\gamma = 10 [KN/m^3]$

$\alpha$  : Coefficient de sécurité vis – à – vis du soulèvement  $\alpha = 1,5$ .

$$P = G_{supersructure} + G_{infrastructure} = 67589,86 [KN]$$

$$\alpha \times S_{rad} \times \gamma \times Z = 1,5 \times 508,92 \times 10 \times 0,9 = 6870,42 [KN]$$

$$P = 67589,86 [KN] > 6870,42 [KN] \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

### 8. Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99), on considère le radier comme un plancher rectangulaire renversé soumis à une charge uniformément répartie. Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastres sur 04 appuis.

#### ➤ Ferrailage des panneaux encastres sur 4 appuis :

Nous distinguons deux cas :

#### 1<sup>er</sup> Cas :

$\rho < 0,4$  La dalle travaille dans un seul direction

$$M_{0_x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{0_y} = 0$$

#### 2<sup>eme</sup> Cas :

$0,4 \leq \rho \leq 1$  (La dalle travaille dans les deux directions) les deux flexions intervient, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{0_x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{0_y} = \mu_y \times M_{0_x}$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ avec } (L_x < L_y)$$

#### Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

#### • Identification du panneau le plus sollicité :

$$\vartheta = 0, \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,5}{4,4} = 0,79 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0576 \\ \mu_y = 0,5770 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux directions.

Les contraintes prises en compte dans les calculs:

$$-A \text{ l'ELU} : q_{u_m} = 229,177 - \frac{12042,6}{508,92} = 205,52 [\text{KN}/\text{m}^2].$$

$$-A \text{ l'ELS} : q_{s_m} = 170,670 - \frac{12042,6}{508,92} = 147,01 [\text{KN}/\text{m}^2].$$

### 7-Calcul des armatures à l'ELU :

#### 7.1- Evaluation des moments $M_x, M_y$ :

$$\begin{cases} M_{0_x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0576 \times 205,52 \times 3,5^2 = 145,015 [\text{KN} \cdot \text{m}] \\ M_{0_y} = \mu_y \times M_{0_x} = \mu_y \times M_{0_x} = 0,577 \times 145,015 = 83,736 [\text{KN} \cdot \text{m}] \end{cases}$$

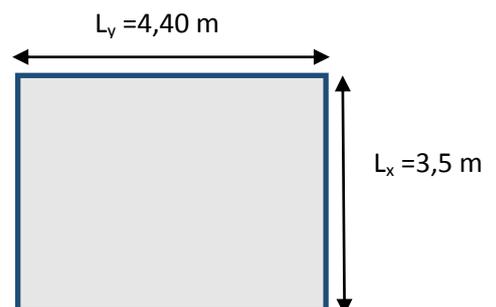
#### Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

$0,85M_{0_x}$  ;  $0,75M_{0_y}$  : Pour les moments en travées,

$0,5$  : Pour les moments sur appuis intermédiaires,

$0,3$  : Pour les moments sur appuis de rive.



**7.2- Ferrailage dans le sens XX :****✚ Moments en travées :**

$$M_u^t = (0,85)M_{0,x}$$

$$M_u^t = (0,85) \times 145,015 = 123,26 \text{ [KN.m].}$$

**✚ Aux appuis:**

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{72,51 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,070 \leq 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,070 \Rightarrow \beta_u = 0,964$$

$$A_s^a = \frac{M_u^a}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{72,51 \times 10^2}{0,964 \times 27 \times 34,8} = 8,005 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit **6HA14/ml = 9,23 [cm<sup>2</sup>/ml]** avec un espacement de **17 [cm]**.

**✚ En travées :**

$$\mu_u = \frac{M_{u,t}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{123,26 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,120 \leq 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,119 \Rightarrow \beta_u = 0,936$$

$$A_s^a = \frac{M_{u,t}}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{123,26 \times 10^2}{0,936 \times 27 \times 34,8} = 14,015 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit : **7HA16/ml = 14,07 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de **14,00 cm**

**7.3-Ferrailage dans le sens YY :****• Moments aux appuis :**

$$M_{u,a} = (-0,5)M_{0,y}$$

$$M_{u,a} = (-0,5) \times 83,736 = -41,86 \text{ [KN.m].}$$

**• Moments en travées :**

$$M_{u,t} = (0,85)M_{0,y}$$

$$M_{u,t} = (0,85) \times 83,736 = 71,18 \text{ [KN.m].}$$

**✚ Aux appuis:**

$$\mu_u = \frac{M_{u,a}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{41,86 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,040 \leq 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,040 \Rightarrow \beta_u = 0,980$$

$$A_s^a = \frac{M_{u,a}}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{41,86 \times 10^2}{0,980 \times 270 \times 34,8} = 4,5 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit  **$\frac{4HA12}{ml} = 4,52 \text{ [cm}^2\text{/ml]}$**  avec un espacement de **25,00 [cm]**.

Alors on prend le max entre les deux (4HA12 et 6HA14)=6HA14 avec espacement de 17 cm

✚ **En travées :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{71,18 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,069 \leq 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,069 \Rightarrow \beta_u = 0,965$$

$$A_s^a = \frac{M_{ut}}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{71,18 \times 10^2}{0,965 \times 27 \times 34,8} = 7,85 [cm^2]$$

Soit : **6HA14/ml = 9,23 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de **17,00 cm**

**Tableau IX-2: Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier :**

	sens XX	sens YY
Armatures aux appuis	6HA14/ml = 9,23 cm <sup>2</sup> /ml	6HA14 /ml = 9,23 cm <sup>2</sup> /ml
Armatures en travées	7HA16/ml = 14,07 cm <sup>2</sup> /ml	6HA14/ml = 9, 23 cm <sup>2</sup> /ml

**Remarque :**

Les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

**8. Vérification :**

**8.1. Vérification de la condition de non fragilité du béton :**

➤ **Dans le sens XX :**

$$\omega_x \geq \omega_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \text{ avec : } \omega_x = \frac{A_{min}}{b \times h} ; \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Avec :

$\omega_0$ : Pourcentage d'acier minimal égal à 0,8 ‰ pour les HA FeE400

$h$ : la hauteur de la dalle

$b = 100 \text{ cm}$  (bande de 1m).

$$A_{min} \geq \frac{b \times h \times \omega_0 \times (3 - \rho)}{2} = 100 \times 30 \times 0,0008 \times \left(\frac{3 - 0,79}{2}\right) = 2,652 [cm^2]$$

➤ **Sens XX :**

$$\left. \begin{array}{l} A_s^a = 9,23 [cm^2] > A_{min} = 2,652 [cm^2] \\ A_s^t = 14,07 [cm^2] > A_{min} = 2,652 [cm^2] \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Dans le sens YY:**

$$A_{min} = \omega_0 \times h \times b = 0,0008 \times 30 \times 100 = 2,4 [cm^2]$$

**Sens (Y-Y) :**

$$\left. \begin{array}{l} A_s^a = 9,23 [cm^2] > A_{min} = 2,4 [cm^2] \\ A_s^t = 9,23 [cm^2] > A_{min} = 2,4 [cm^2] \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**8-2. Vérification des espacements (BAEL91/A4.5, 32) :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels  $h$  désigne l'épaisseur totale de la dalle.

➤ **Dans le sens XX :**

$$St \leq \min \{2h; 25cm\} = \min \{2 \times 30 ; 25cm\} = 25 [cm]$$

$$St = 17 [cm] < 25 [cm] \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Dans le sens YY :**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{2 \times 30; 25\text{cm}\} = 25 [\text{cm}]$$

$$S_t = 17 [\text{cm}] < 25 [\text{cm}] \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**8-3. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

**Sens x-x :**

$$V_u = \frac{P}{3 \times l_y} = \frac{3165}{3 \times 4,4} = 239,77 [\text{KN}]$$

$$\text{avec : } P = q_{u,m} \times l_x \times l_y = 205,52 \times 3,5 \times 4,4 = 3165 [\text{KN/m}^2].$$

**-Sens y-y :**

$$V_u = \frac{P}{2 \times l_y + l_x} = \frac{3165}{2 \times 4,4 + 3,5} = 189,52 [\text{KN}]$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16$$

$$\tau_u = \frac{239,77 \times 10^{-3}}{1000 \times 270} = 0,89 [\text{MPa}]$$

$$\tau_u = 0,89 [\text{MPa}] < \bar{\tau}_u = 1,16 [\text{MPa}] \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**9. Calcul et vérification à l'E.L.S :**

$$\vartheta = 0,2 ; \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,5}{4,4} = 0,79 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0642 \\ \mu_y = 0,696 \end{cases}$$

• **Evaluation des moments  $M_x$  et  $M_y$  :**

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0,0642 \times 147,01 \times 3,5^2 = 115,61 \text{KNm} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 80,46 \text{KNm} \end{cases}$$

**Sens x-x :**

$$\begin{cases} M_s^a = (-0,5) \times M_{0x} = -57,81 [\text{KN.m}] \\ M_s^t = 0,85 \times M_{0x} = 98,27 [\text{KN.m}] \end{cases}$$

**Sens y-y :**

$$\begin{cases} M_s^a = (-0,5) \times M_{0y} = -40,23 [\text{KN.m}] \\ M_s^t = 0,85 \times M_{0y} = 68,39 [\text{KN.m}] \end{cases}$$

Pour les appuis on prend le max  $(M_{s_x}^a ; M_{s_y}^a) = -57,81 [\text{KN.m}]$

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 [\text{MPa}]$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 14,07}{100 \times 27} = 0,53$$

$$\rho_1 = 0,53 \Rightarrow \beta_1 = 0,891 ; \alpha_1 = 0,327$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,327}{15(1 - 0,327)} = 0,032$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{98,27 \times 10^{-3}}{0,891 \times 0,27 \times 14,07 \times 10^{-4}} = 290,32 [\text{MPa}]$$

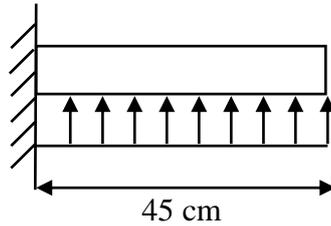
$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,032 \times 290,32 = 9,29 [\text{MPa}] \leq 15 [\text{MPa}] \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\sigma_{st} = 290,32 [MPa] < \overline{\sigma}_{st} = 348 [MPa] \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

### IX-3. Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.



#### 1. Sollicitation d'ELU : Figure IX-5 : Schéma statique du débord

- **A l'ELU :**

$$q_u = 205,52 [KN/ml].$$

$$M_u = -\frac{q_u \times l^2}{2} = -\frac{205,5 \times 0,45^2}{2} = -20,81 [KN.m]$$

- **A l'ELS :**

$$q_s = 147,01 [KN/ml].$$

$$M_s = -\frac{q_s \times l^2}{2} = -\frac{147,01 \times 0,45^2}{2} = -14,88 [KN.m]$$

#### 2. Calcul des armatures

- **Armatures principales :**

$$b = 1 [m] ; d = 27 [cm] ; f_{bc} = 14,2 [MPa] ; \sigma_s = 348 [MPa]$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{20,81 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,020 \leq 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_u = 0,020 \Rightarrow \beta_u = 0,990$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{20,81 \times 10^3}{0,990 \times 27 \times 348} = 2,23 [cm^2]$$

$$A_s = 2,23 [cm^2/ml].$$

#### 3. Vérification à l'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 [cm^2]$$

Soit :  $A_s = 4HA12 = 4,52 [cm^2]$  avec un espacement de 25 [cm/ml].

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 [cm^2]$$

Soit :  $A_r = 4HA8 = 2,01 [cm^2]$  avec un espacement de 25 [cm/ml].

#### 4. Vérification à l'ELS :

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 [MPa]$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times A_s}{100 \times d} = 0,167$$

$$\rho_1 = 0,167 \Rightarrow \beta_1 = 0,933 ; \alpha_1 = 0,200$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0,017$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{14,88 \times 10^{-3}}{0,933 \times 0,27 \times 4,52 \times 10^{-4}} = 131,26 [MPa]$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,017 \times 131,26 = 2,23 [MPa] \leq 15 [MPa] \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\sigma_{st} = 131,26 [MPa] < \overline{\sigma}_{st} = 348 [MPa] \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

**Remarque :**

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord. Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

**IX-4.Ferrailage des nervures :**

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

**1. Chargement simplifié admis :**

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités.

Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties, on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle 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/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

**Remarque :**

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

• **Charge trapézoïdale :**

$$\begin{cases} l_m = l_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right) \\ l_t = l_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x}{4}\right) \end{cases}$$

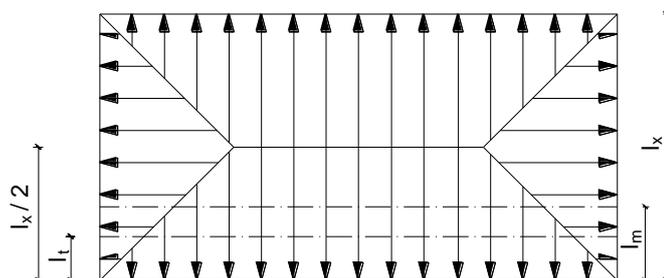


Figure IX-6 : Répartition trapézoïdale

• **Le Chargement simplifié:**

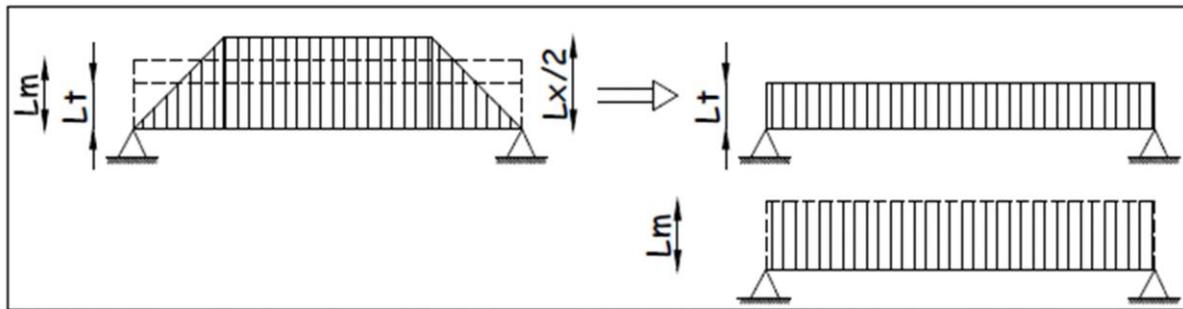


Figure IX-7 : Présentation du chargement simplifié

• **Charge triangulaire :**

$$\begin{cases} l_m = 0,333 \times l_x \\ l_t = 0,25 \times l_x \end{cases}$$

2. **Charges à considérer :**

- $Q_u = q_u \times l_m$
  - $Q_s = q_s \times l_m$
  - $Q_u = q_u \times l_t$
  - $Q_s = q_s \times l_t$
- ⇒ Pour les moments fléchissants.
- ⇒ Pour les efforts tranchants.

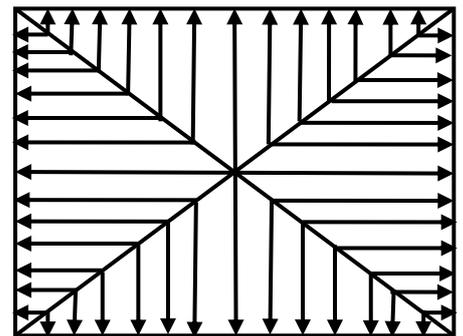


Figure IX- 8: Répartition triangulaire.

3. **Détermination des charges :**

• **ELU :**

$$q_u = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left( 229,177 - \frac{12042,6}{508,92} - \frac{907,2}{90,72} \right) = 195,52 [\text{KN/m}^2]$$

• **ELS :**

$$q_s = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left( 170,670 - \frac{12042,6}{508,92} - \frac{907,2}{90,72} \right) = 137,01 [\text{KN/m}^2].$$

➤ **Sens transversal : nervure (file 4)**

- **Calcul des charges :**

Pour tous les panneaux  $0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$  le chargement se répartit sur la nervure sous une forme trapézoïdale.

❖ Pour les charges trapézoïdales :

	Sens longitudinal		Sens transversal
$l_m = l_x \left( 0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$	1,28	$l_m = 0,333 \times l_y$	1,43
$l_t = l_x \left( 0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$	0,96	$l_t = 0,25 \times l_y$	1,08

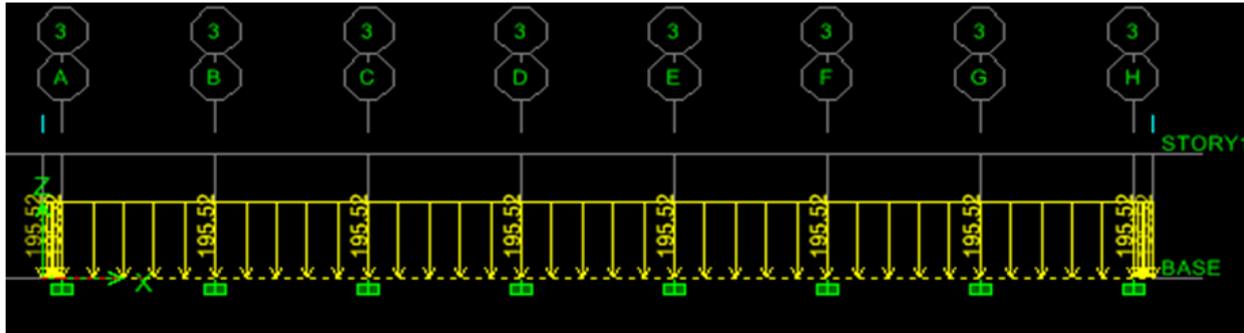
► **Charge à considérer :**

	Sens longitudinal	Sens transversal
$q_{Mu} = q_u \times L_m$	249,893	278,452
$q_{Ms} = q_s \times L_m$	176,282	196,940
$q_{Tu} = q_u \times L_t$	188,318	209,840
$q_{Ts} = q_s \times L_t$	132,211	148,738

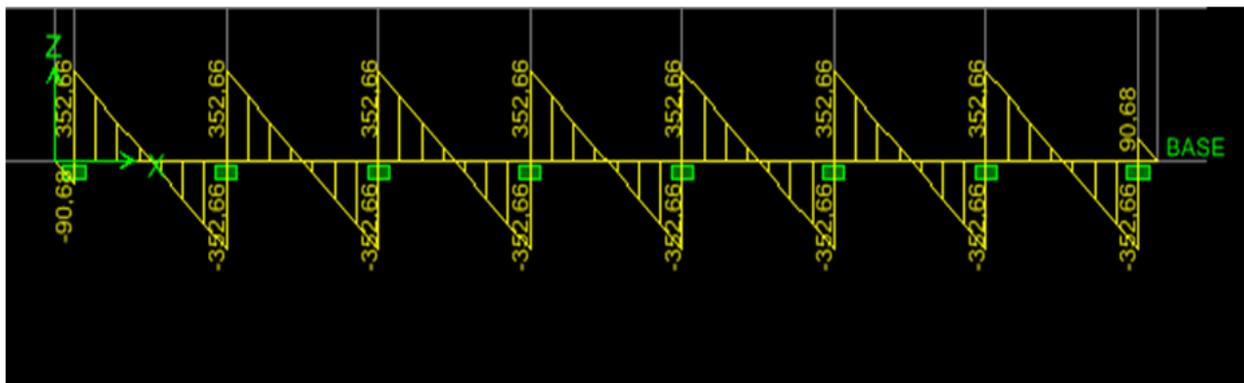
**Remarque :**

Pour la détermination des efforts internes nous avons utilisé le logiciel ETABS

ELU



Les efforts tranchants



Les moments Fléchissant

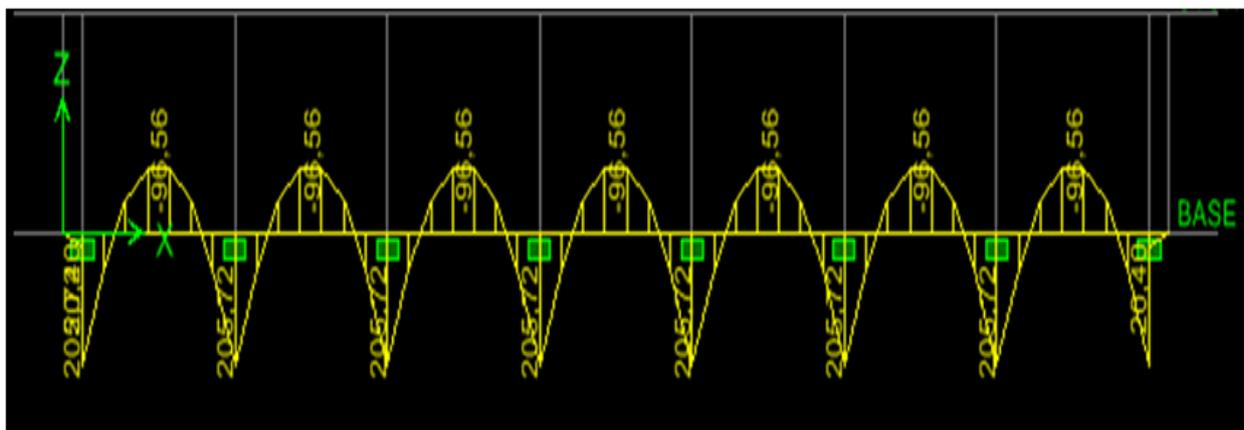
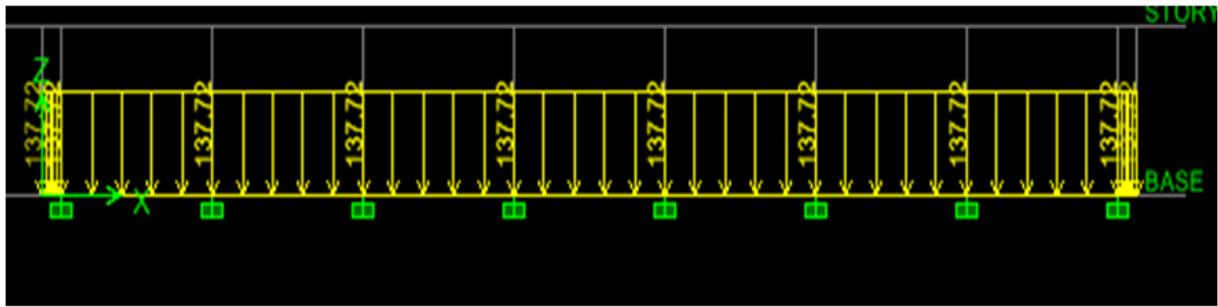
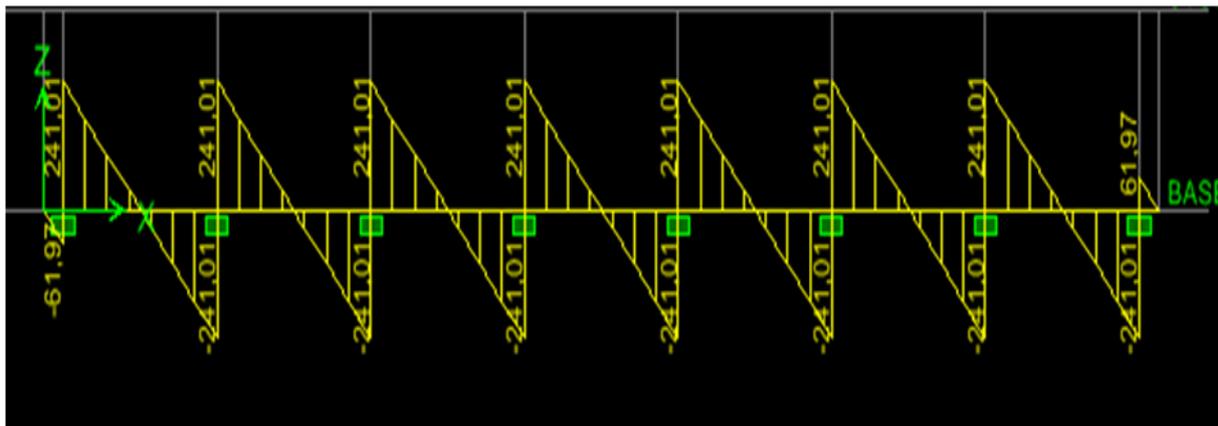


Fig. IX- les diagrammes des efforts internes longitudinaux à l'ELU.

ELS



Les efforts tranchants



Les moments Fléchissant

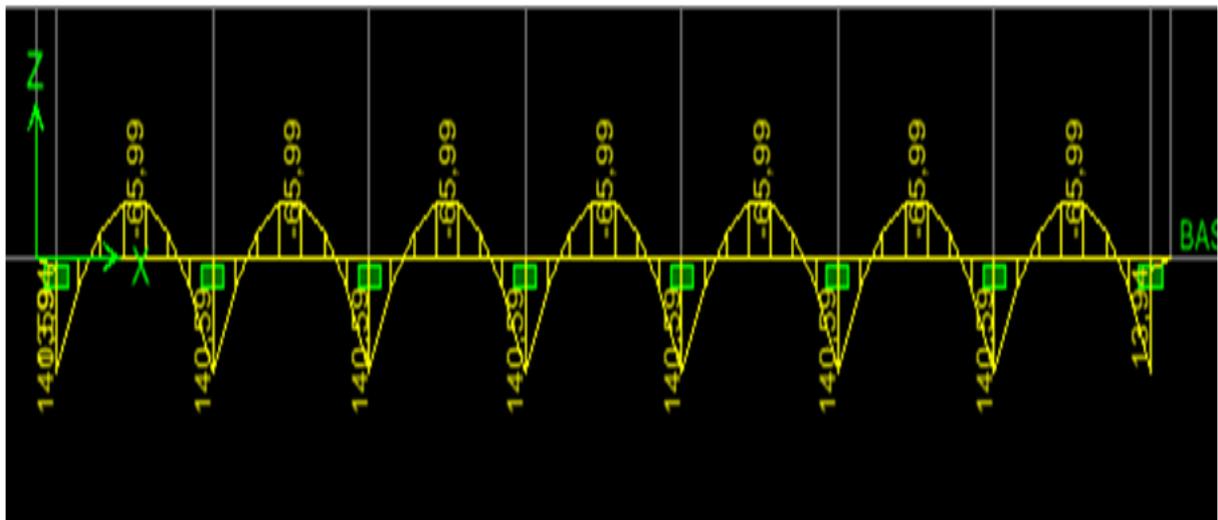
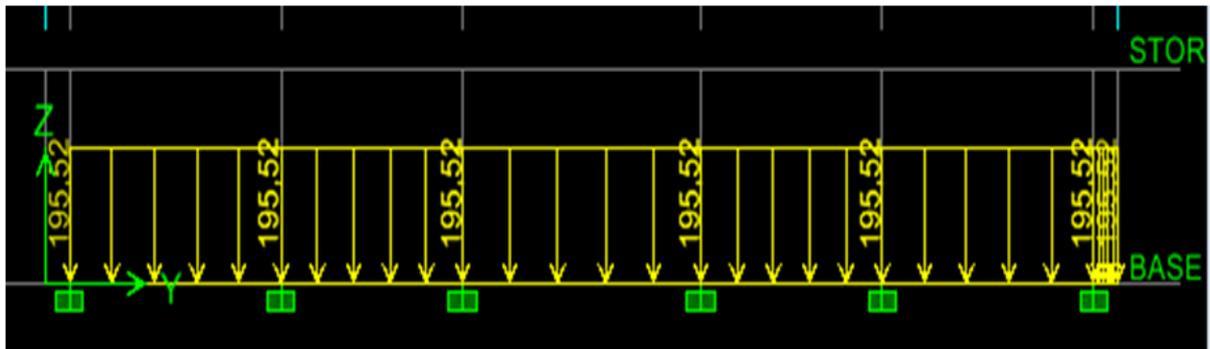
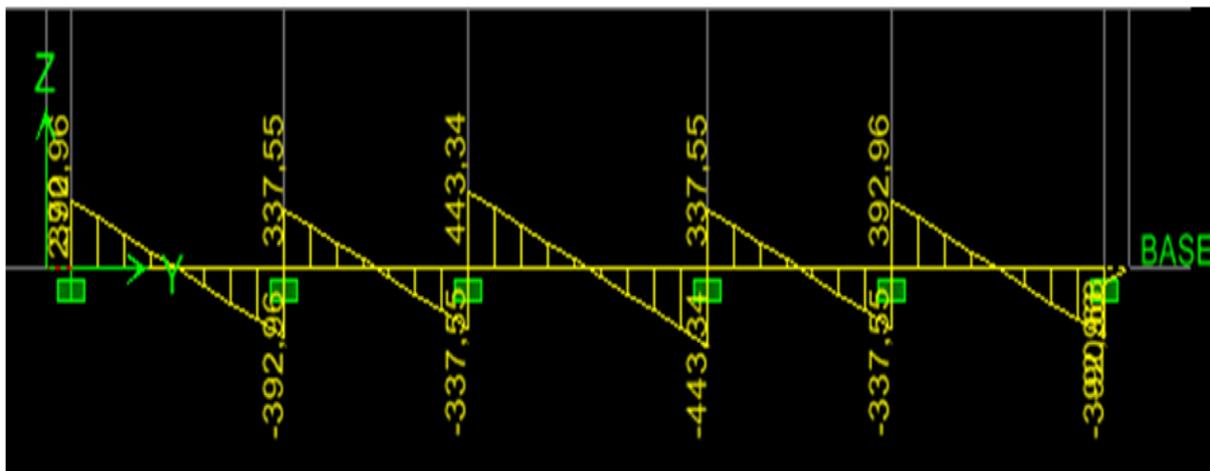


Fig. IX- les diagrammes des efforts internes longitudinaux à l'ELS.

ELU



Les efforts tranchants



Les moments Fléchissant

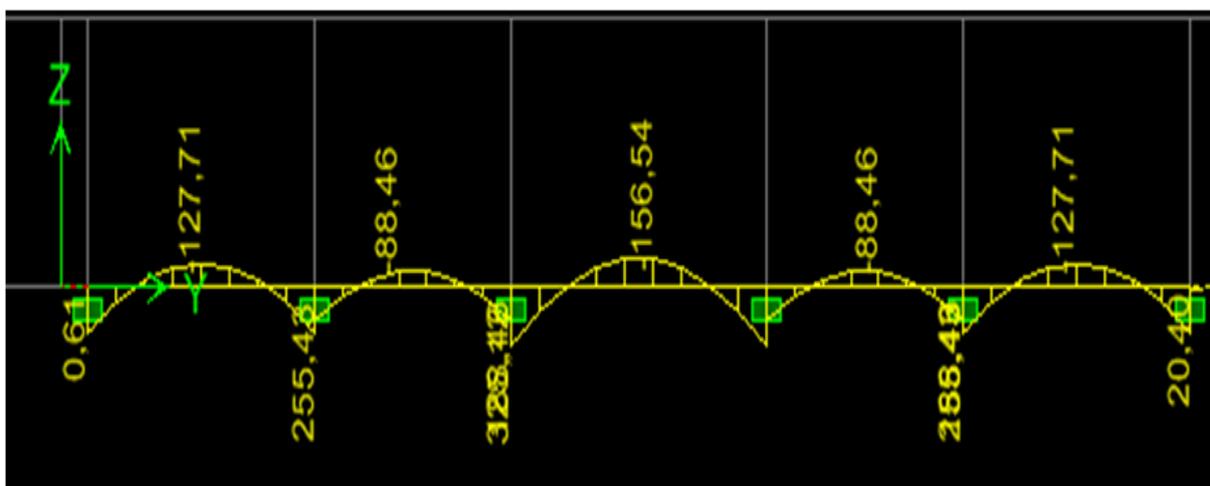
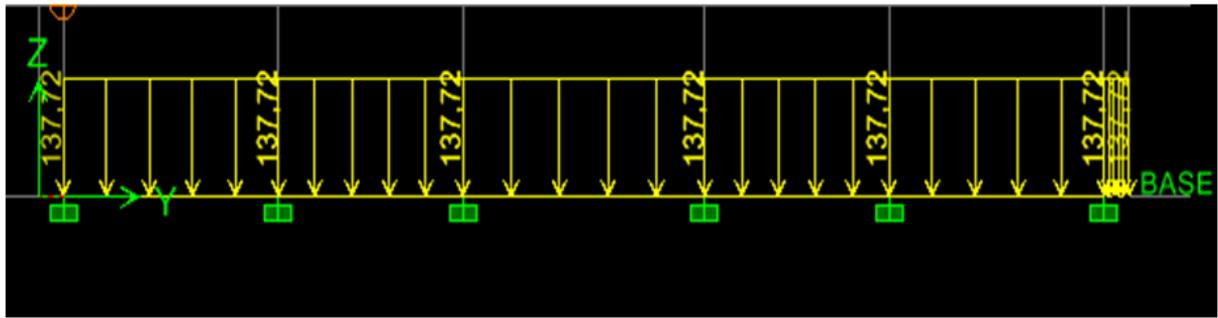
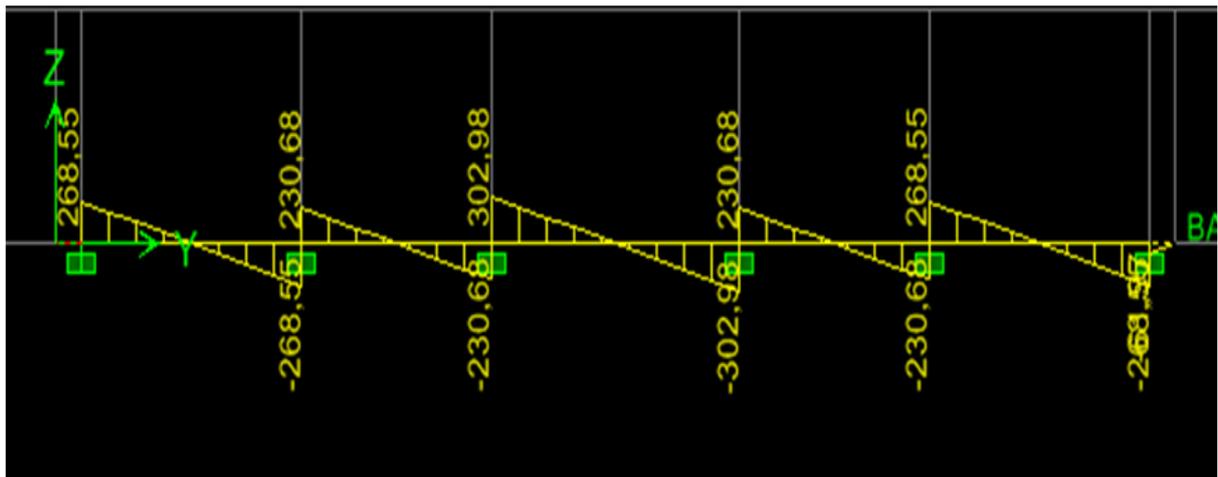


Fig. IX- les diagrammes des efforts internes transversaux à l'ELS.

ELS



Les efforts tranchants



Les moments Fléchissant

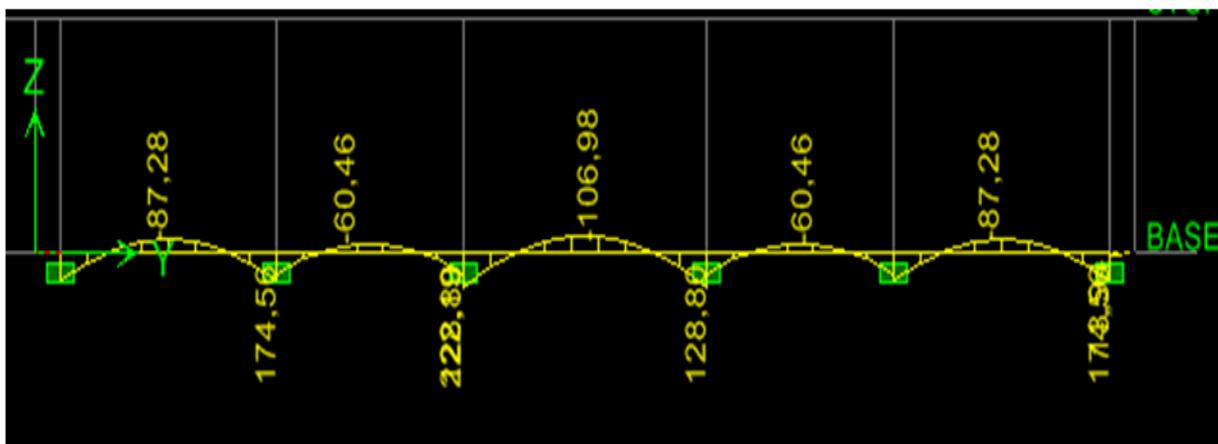


Fig. IX- les diagrammes des efforts internes transversaux à l'ELS.

On résume les résultats obtenus dans le tableau suivant :

	Sens x-x	Sens y-y
Moments en travée	Mu=96,56 KN. M	Mu=156,54 KN. m
	Ms=65,55 KN. M	Ms=106,98 KN. m
Moments aux appuis	Mu=205,72 KN. M	Mu= 325,12 KN. m
	Ms= 140,59 KN. M	Ms=222,19 KN. m
Efforts tranchants	Tu= 443,34 KN	Tu= 443, 34KN
	Ts= 302,98KN	Ts= 302, 98 KN

### Calcul des armatures longitudinales :

#### Sens X-X :

$$b = 40 \text{ cm}, \quad h = 60 \text{ cm}, \quad d = 57 \text{ cm}, \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

#### ➤ Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{205,72 \times 10^6}{400 \times 570^2 \times 14,2} = 0,176 < \mu_1 = 0,392 \dots\dots\dots (SSA).$$

$$\mu_u = 0,111 \Rightarrow \beta = 0,941$$

$$A_s^a = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{205,72 \times 10^3}{0,941 \times 57 \times 348} = 11,02 \text{ [cm}^2/\text{ml]}$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA16 (filante)} + 3\text{HA16 (chapeau)} = 12,06 \text{ [cm}^2/\text{ml]}.$$

#### ➤ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{96,56 \times 10^6}{400 \times 570^2 \times 14,2} = 0,05 < \mu_1 = 0,392 \dots\dots\dots (SSA).$$

$$\mu_u = 0,07 \Rightarrow \beta = 0,974$$

$$A_s^t = \frac{M_u^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{96,56 \times 10^3}{0,974 \times 57 \times 348} = 4,99 \text{ [cm}^2/\text{ml]}$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA16 (filante)} = 6,03 \text{ [cm}^2/\text{ml]}.$$

#### Sens Y-Y :

#### ➤ Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{325,12 \times 10^6}{400 \times 570^2 \times 14,2} = 0,176 < \mu_1 = 0,392 \dots\dots\dots (SSA).$$

$$\mu_u = 0,176 \Rightarrow \beta = 0,902$$

$$A_s^a = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{325,12 \times 10^3}{0,793 \times 57 \times 348} = 18,17 \text{ [cm}^2/\text{ml]}$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA20 (filante)} + 3\text{HA20 (chapeau)} = 18,84 \text{ [cm}^2/\text{ml]}.$$

#### ➤ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{156,54 \times 10^6}{400 \times 570^2 \times 14,2} = 0,08 < \mu_1 = 0,392 \dots\dots\dots (SSA).$$

$$\mu_u = 0,084 \Rightarrow \beta = 0,956$$

$$A_s^t = \frac{M_u^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{156,54 \times 10^3}{0,956 \times 57 \times 348} = 9,25 \text{ [cm}^2/\text{ml]}$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA20} = 9,42 \text{ [cm}^2/\text{ml]}.$$

Les résultats des ferrailages sont résumés dans le tableau qui suit :

	Sens x-x	Sens y-y
Aux appuis	3HA16+3HA16	3HA20+3HA20
En travée	3HA16	3HA20

**Vérification à l'ELU :****❖ Condition de non fragilité du béton (BAEL 91 modifiée 99 Art B.4.2.1) :**

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

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 40 \times 57 \times 2,1}{400} = 2,75 [cm^2]$$

**Sens X-X :**

Aux appuis :  $A_{st} = 12,06 cm^2 \geq A_{st}^{min} = 2,75 cm^2$  ..... Condition vérifiée.

En travée :  $A_{st} = 6,03 cm^2 \geq A_{st}^{min} = 2,75 cm^2$  ..... Condition vérifiée.

**Sens Y-Y :**

Aux appuis :  $A_{st} = 18,84 cm^2 \geq A_{st}^{min} = 2,75 cm^2$  ..... Condition vérifiée

En travée :  $A_{st} = 9,42 cm^2 \geq A_{st}^{min} = 2,75 cm^2$  ..... Condition vérifiée

Les sections d'armatures adoptées vérifient la condition.

**Calcul des armatures transversales :****Diamètre minimal :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66$$

Soit le diamètre des armatures transversales  $\phi = 8$  mm.

**Espacement des armatures :**

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12; \phi_l \right\} = \min \{15; 12; 8\} \text{ on prend } S_t = 10 [cm]$$

En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 30 cm.$$

Soit :  $S_t = 15$  cm.

**❖ Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

$T_u^{max}$  : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left( \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

**Sens longitudinal « X-X » :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{453,34 \times 10^3}{400 \times 570} = 1,99 \text{ [MPa]} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ [MPa]} \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

**➤ Sens transversal « Y-Y » :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{453,34 \times 10^3}{400 \times 570} = 1,99 \text{ [MPa]} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ [MPa]} \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

**Vérfications à l'ELS :****❖ Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

On détermine:  $\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d}$

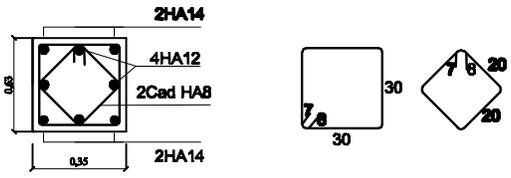
$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} \\ \sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} \end{cases}$$

Vérification des contraintes dans les aciers

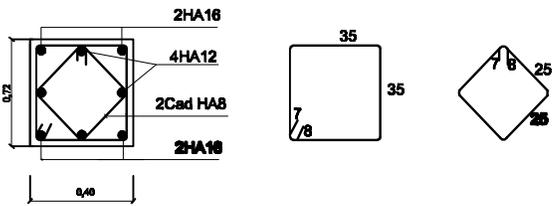
$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 [\text{MPa}]$$

Sens	Zone	Ms KN.m	A (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	K <sub>1</sub>	$\beta_1$	$\sigma_s$ MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	$\sigma_{bc}$ MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	OBS
X- X	Appuis	140, 59	12,06	0, 530	30,87	0,891	228,57	348	07,40	15	Vérifié
	Travée	065, 55	06,03	0, 260	36,25	0,919	207,52	348	05,72	15	Vérifié
Y- Y	Appuis	222, 98	18,84	0, 826	32,41	0,870	237,82	348	10,12	15	Vérifié
	Travée	106, 98	09,42	0, 413	35,25	0,901	141,50	348	03,25	15	Vérifié

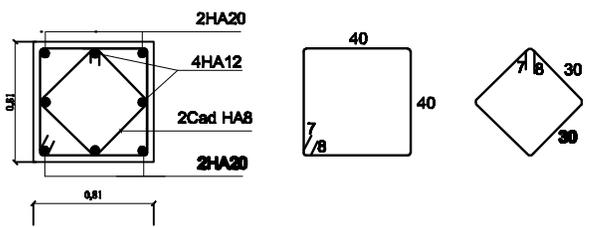
### Coupe:C-C



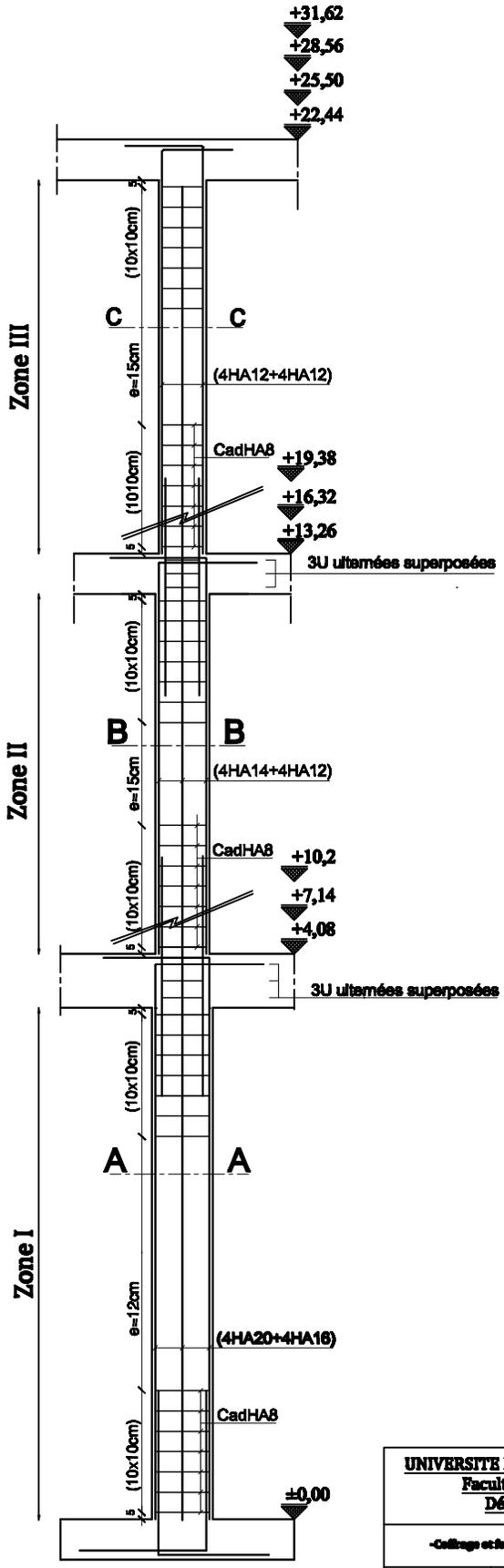
### Coupe:B-B



### Coupe:A-A



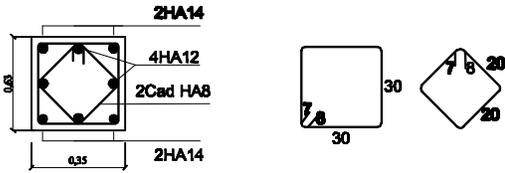
- Nota:**
- Zone I : RDC 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> étage
  - Zone II : 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup> étage
  - Zone III: 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> étage
  - La longueur de recouvrement = 80 cm



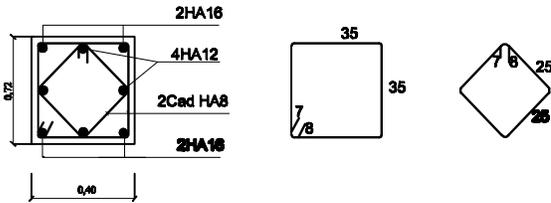
## -COFFRAGE FERRAILLAGE DES POTEUX CENTRAUX-

<b>UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU</b>		
<b>Faculté du Génie de la Construction</b>		
<b>Département de Génie Civil</b>		
<b>-Coffrage et ferrillage des poteaux des poteaux centraux-</b>		
Présenté par:	002:	2027
Préparé par:	AMRANI ANICHI BOUGHAFI SALIM	Plan
Revisé par:	Mme CHEBEL	Revised/00

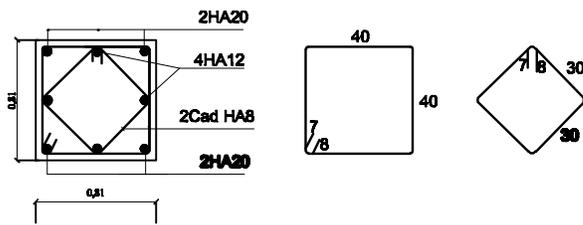
### Coupe:C-C



### Coupe:B-B



### Coupe:A-A



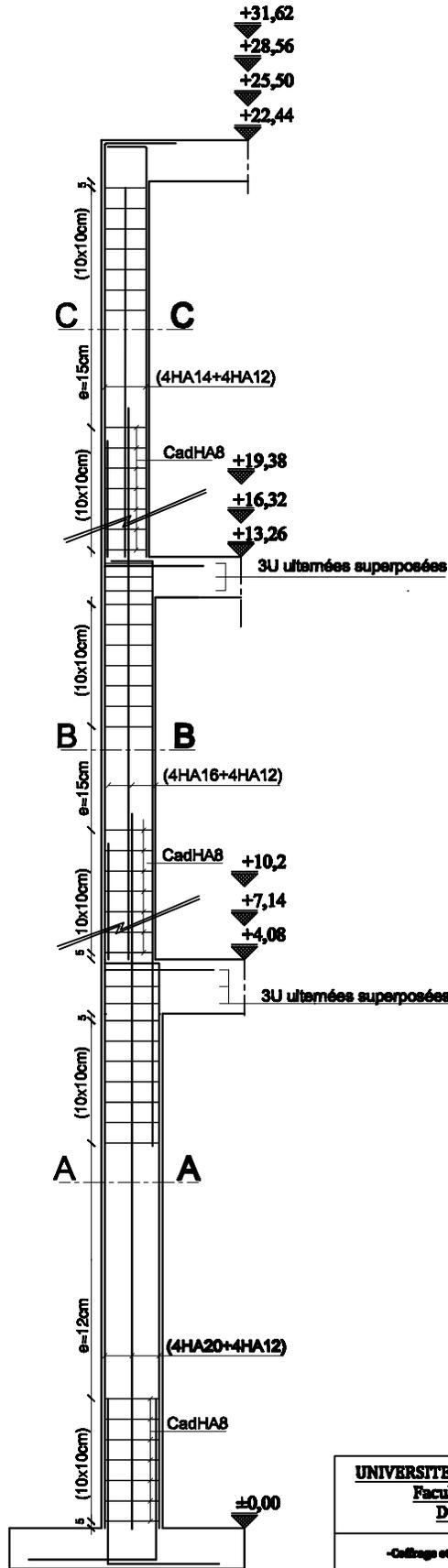
**Nota:**

- Zone I : RDC 1<sup>er</sup>, et 2<sup>ème</sup> étage
- Zone II : 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage
- Zone III: 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup>, et 9<sup>ème</sup> étage
- La longueur de recouvrement = 80 cm

Zone III

Zone II

Zone I



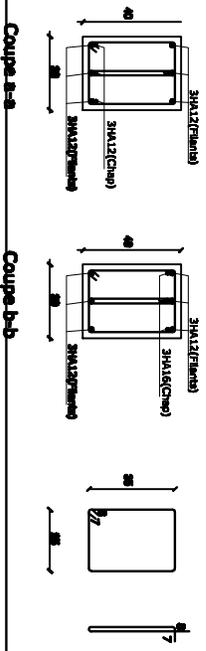
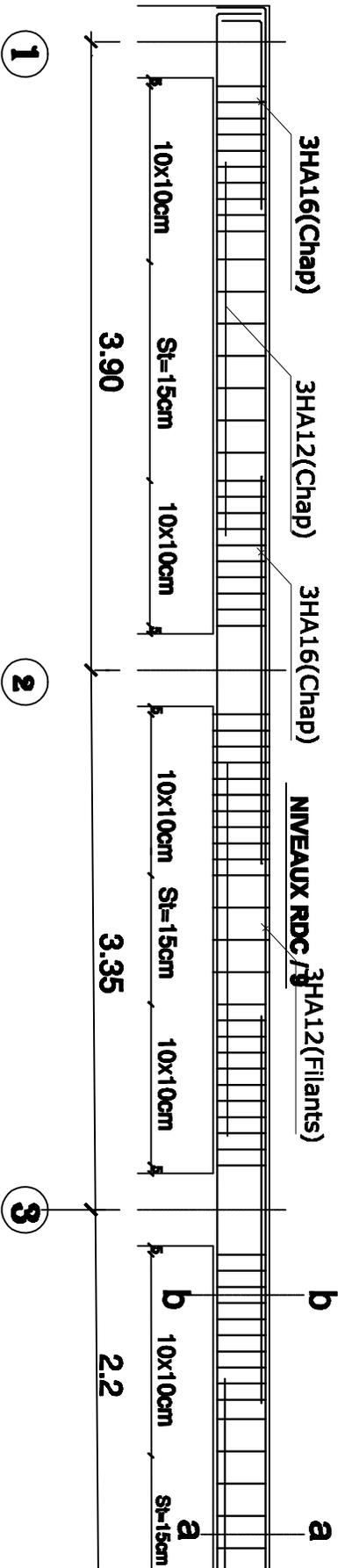
## -COFFRAGE FERRAILLAGE DES POTEUX DE RIVE-

UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU  
 Faculté du Genie de la Construction  
 Département de Génie Civil

-Coffrage et ferrillage des poteux des poteux de rive-

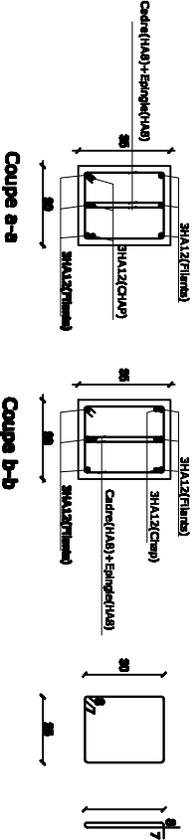
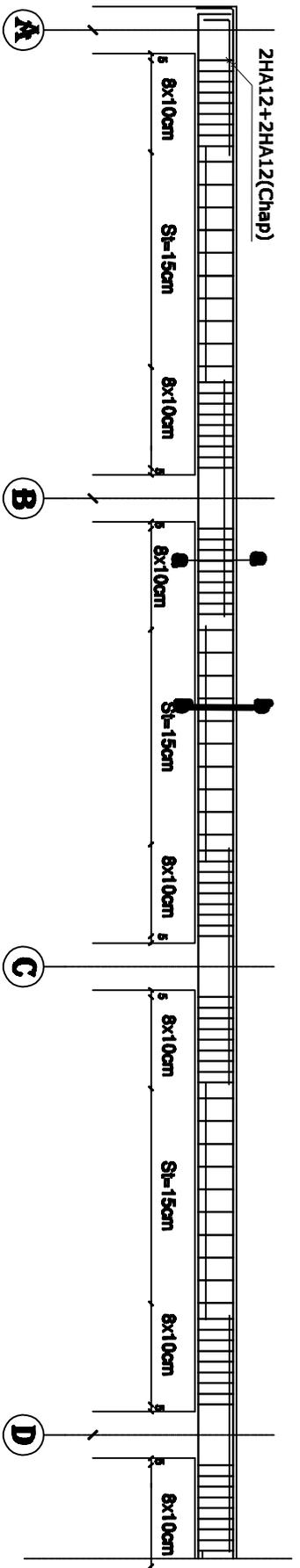
Préparé par:	DATE:	JULIET 2017
Présenté par:	AMRANI ANICHI BOUGMALI SALIM	Plan:
Revisé par:	M <sup>re</sup> : CHIBEL	Revisé par:

**-COFFRAGE FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES (30x40)-**



<b>UNIVERSITE MOULOUD MAAMER DE TIZ-OUZOU</b> Faculté des Génie de la Construction Département de Génie Civil			
-Cahier de dessin pour les géomètres-			
Titulaire	Assisté par	Titre	
Matricule	Matricule	Matricule	

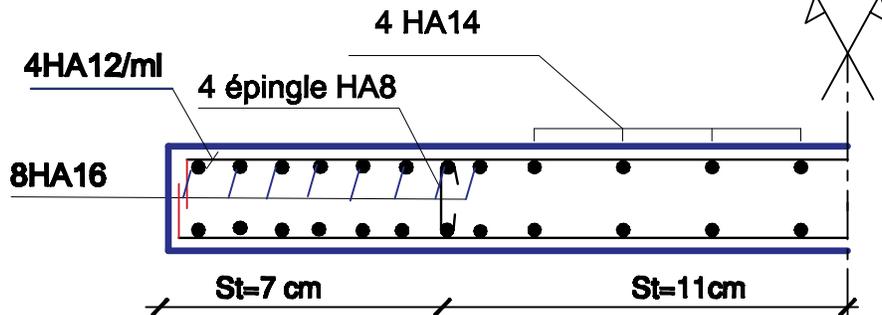
**-COFFRAGE FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES (30x35)**  
**-AXE A,B,C,D,E,F,G ET H (NIVEAUX RDC,1,2,3,4,5,6,7,8 et 9) -**



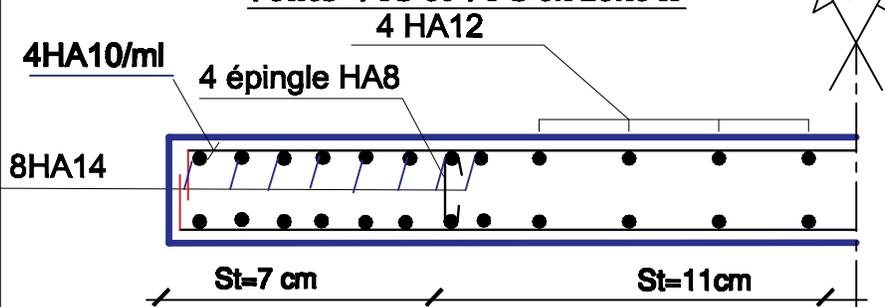
<b>UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU</b> <b>Faculté du Génie de la Construction</b> <b>Département de Génie Civil</b>		
<b>-Coffrage et ferrailage poutres principales -</b>		
Présenté par :	ABBAZ ARICHE SOUJAYAL SAÏDA	Page
Encadré par :	Mme CHOUR	Echelle:1/50

**-COFFRAGE FERRAILLAGE DES VOILES TRANSVERSAUX-**

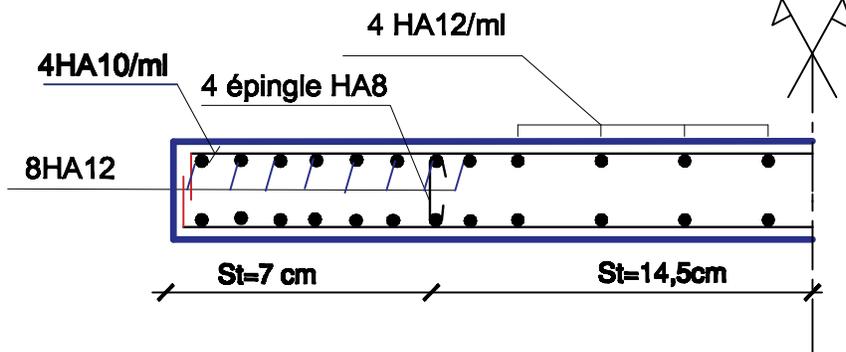
***Voiles VT3 et VT'3 en zone I***



***Voiles VT3 et VT'3 en zone II***



***Voiles VT3 et VT'3 en zone III***



**Nota:**

- Zone I : RDC 1er, et 2ème étage
- Zone II : 3ème,4ème, et 5ème étage
- Zone III: 6ème, 7ème, 8ème et 9ème étage
- Les Voiles VT3 et VT'3 sont identiques

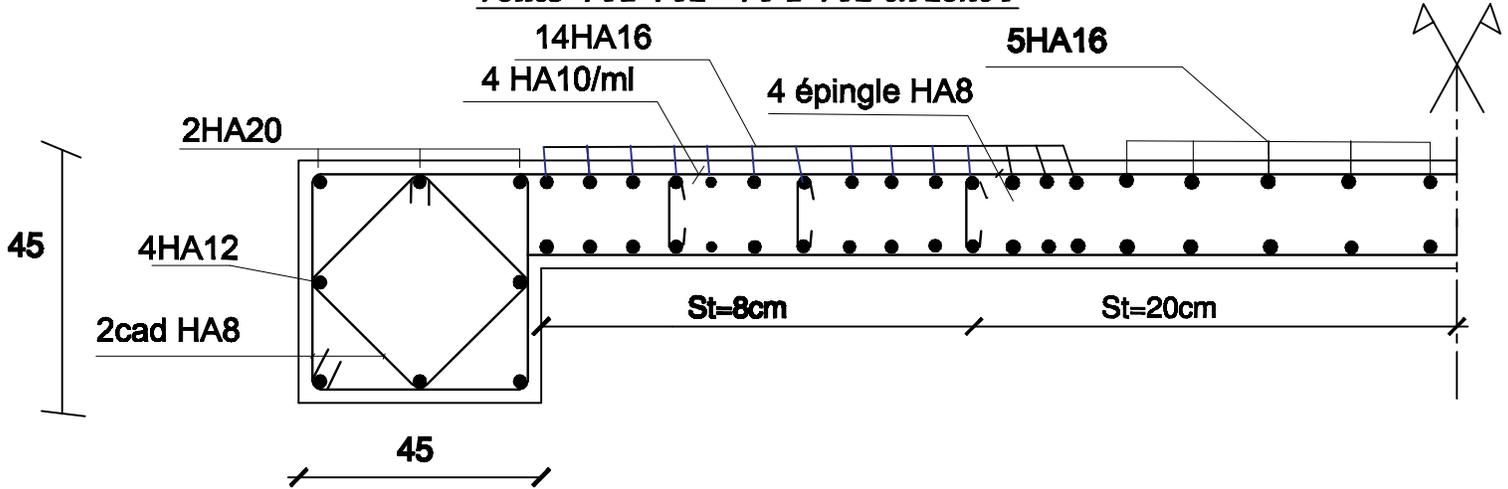
**UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU**  
**Faculté du Genie de la Construction**  
**Département de Génie Civil**

**-Coffrage et ferrailage des voiles transversaux-**

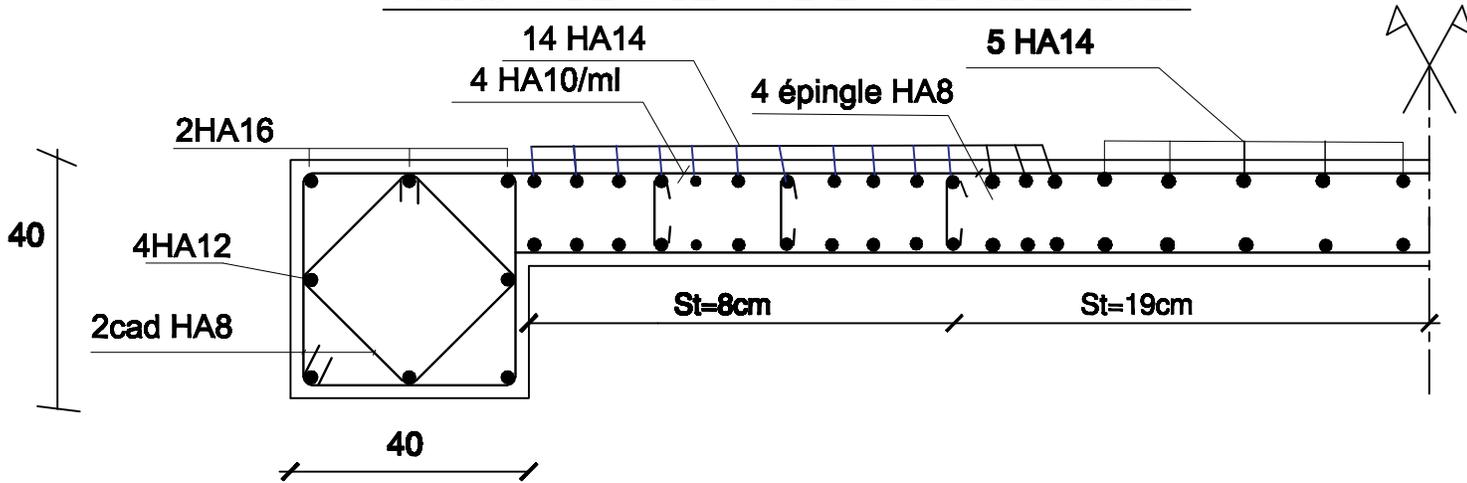
Proposé par:	BST:	2017
Présenté par:	AMRANE ANCREME BOUDJEMAI SALEM	Plan:
Encadré par:	Mme: CHERIF.	Echelle:1/50

# **-COFFRAGE FERRAILLAGE DES VOILES TRANSVERSAUX-**

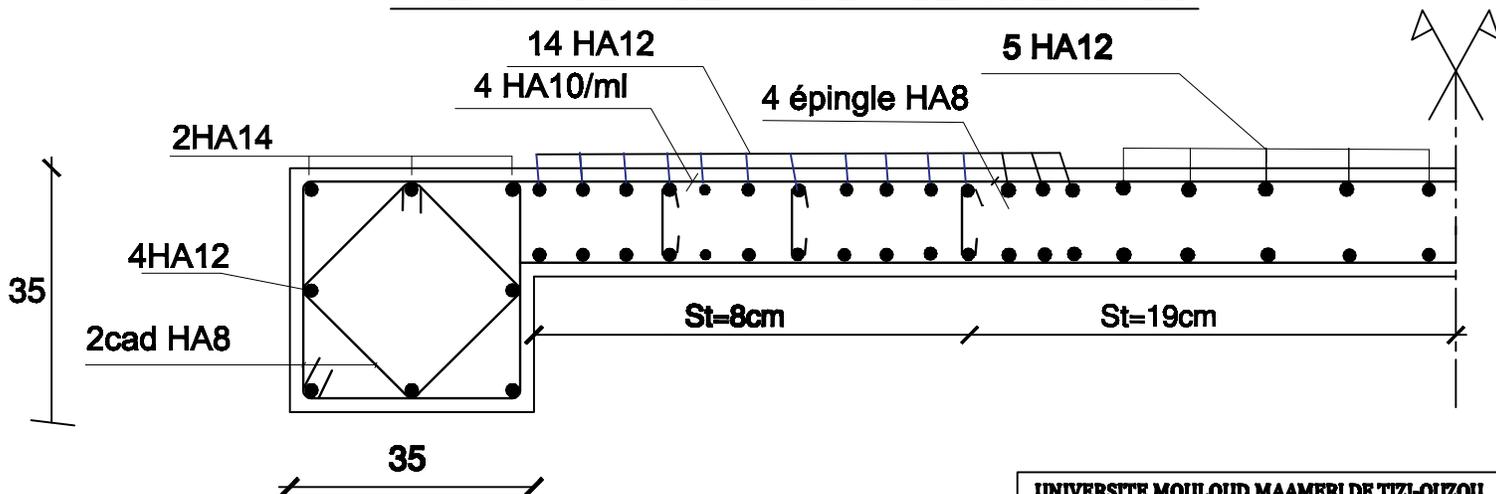
## ***Voiles VT1-VT2 - VT'1-VT2'en zone I***



## ***Voiles VT1-VT2 - VT'1-VT2'en zone II***



## ***Voiles VT1-VT2 - VT'1-VT2'en zone III***



**Nota:**

- Zone I : RDC 1er, et 2ème étage
- Zone II : 3ème, 4ème, et 5ème étage
- Zone III: 6ème, 7ème, 8ème et 9ème étage
- Les Voiles VT1- VT'1-VT2 et VT'2 sont identiques.

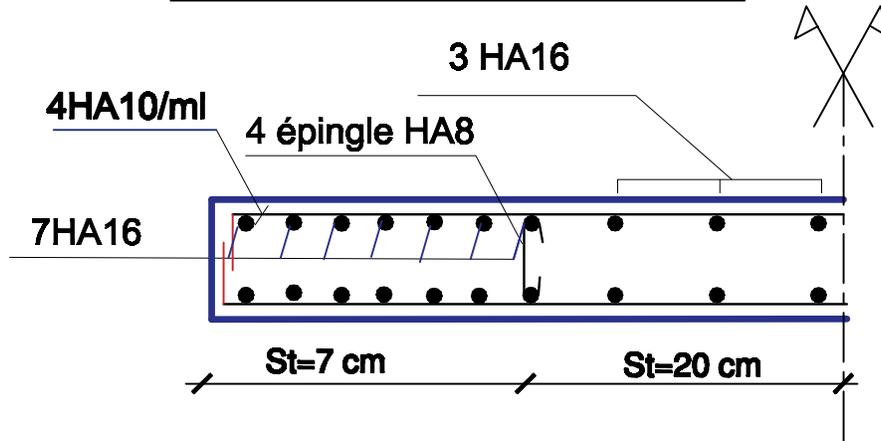
**UNIVERSITE MOULOU MAAMERI DE TIZI-OUZOU**  
**Faculté du Genie de la Construction**  
**Département de Génie Civil**

**-Coffrage et ferrailage des voiles transversaux-**

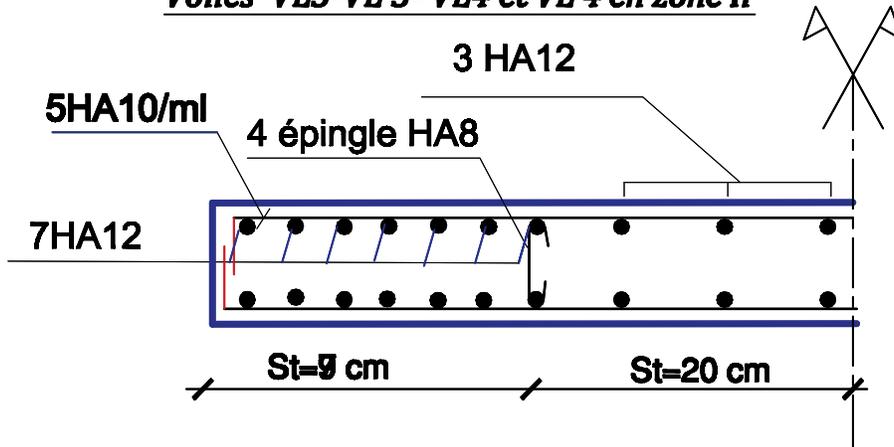
Proposé par:	EST:	2017
Présenté par:	AMRANE ABCHENE BOUDJEMAI BALEM	Plan
Encadré par:	Mme CHERRIF.	Echelle: 1/50

**-COFFRAGE FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINALES-**

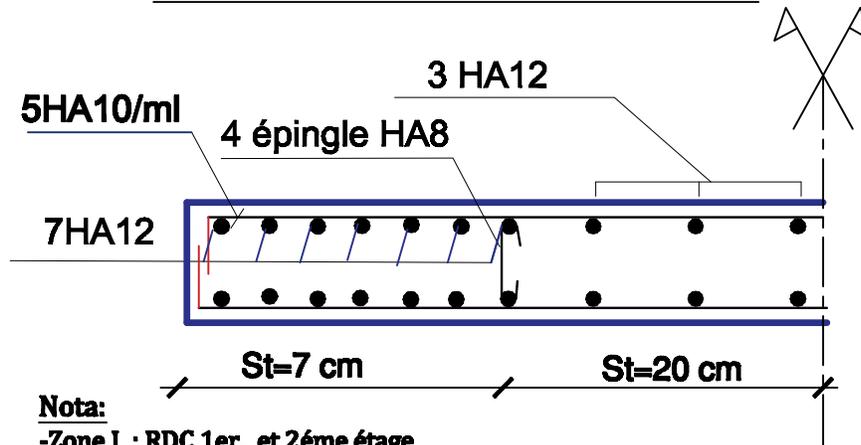
***Voiles VL3-VL'3-VL4 et VL'4 en zone I***



***Voiles VL3-VL'3- VL4 et VL'4 en zone II***



***Voiles VL3-VL'3- VL4 et VL'4 en zone III***



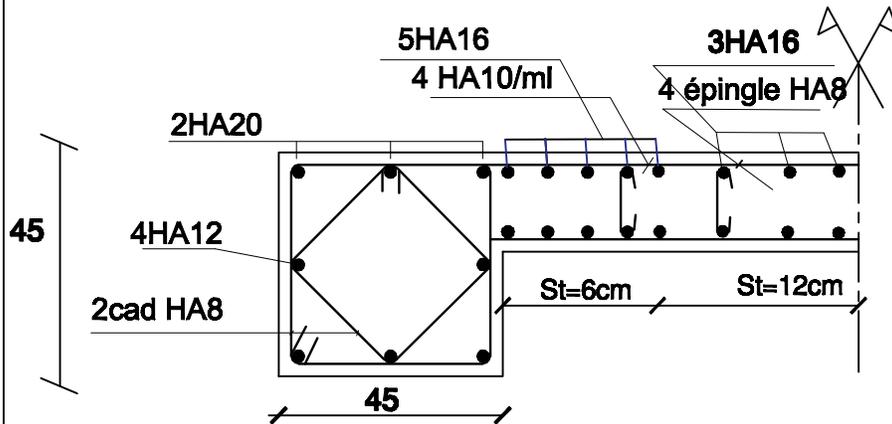
**Nota:**

- Zone I : RDC 1er, et 2ème étage
- Zone II : 3ème,4ème, et 5ème étage
- Zone III: 6ème, 7ème, 8ème et 9ème étage
- Les Voiles VT3 et VT'3 sont identiques

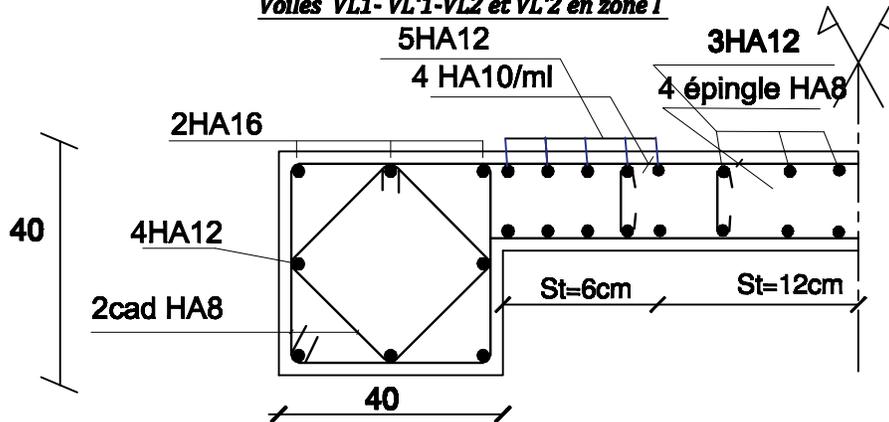
<b>UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU</b> <b>Faculté du Génie de la Construction</b> <b>Département de Génie Civil</b>		
<b>-Coffrage et ferrailage des voiles transversaux-</b>		
Préparé par :	REV: CLAY	2017
Présenté par :	AMRANE ANICOM BOURDEBAI SALIM	Plan
Encadré par :	Mme: CHERIF	Echelle: 1/50

**-COFFRAGE FERRAILLAGE DES TREMEAUX DES VOILES LONGITUDINAUX-**

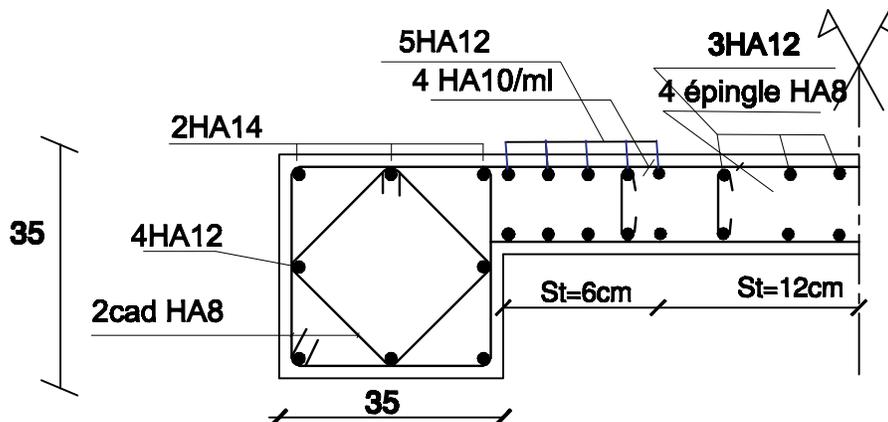
*Voiles VL1- VL'1-VL2 et VL'2 en zone I*



*Voiles VL1- VL'1-VL2 et VL'2 en zone I*



*Voiles VL1- VL'1-VL2 et VL'2 en zone III*



**Nota:**

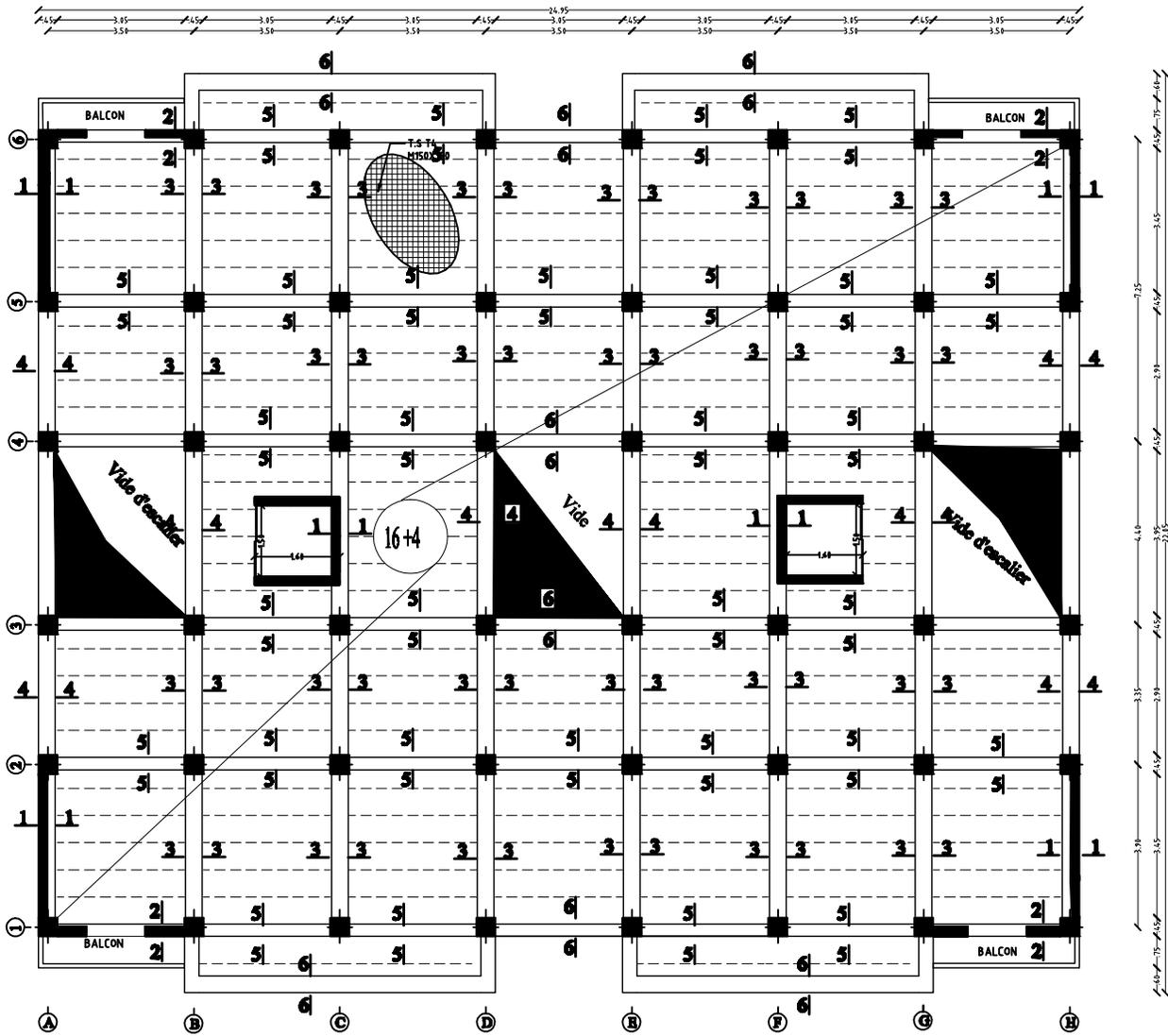
- Zone I : RDC 1er, et 2ème étage
- Zone II : 3ème,4ème, et 5ème étage
- Zone III: 6ème, 7ème, et 9ème étage
- Les Voiles VL1 - VL'1-VL2 et VL'2 sont identiques

**UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU**  
**Faculté du Genie de la Construction**  
**Département de Génie Civil**

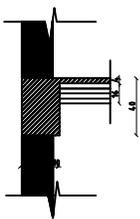
**-Coffrage et ferrailage des voiles longitudinaux-**

Préparé par:	MT: GRAT	2017
Présenté par:	AMRANE ANICHE BOUDJEMAI SALIM	Plan
Révisé par:	Mme: CHERIF	Echelle: 1/50

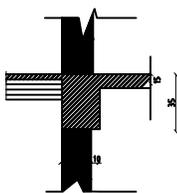




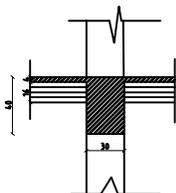
Coupe 1-1



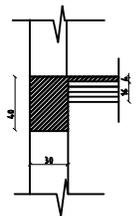
Coupe 2-2



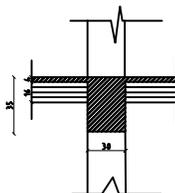
Coupe 3-3



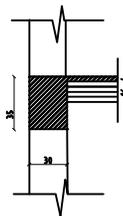
Coupe 4-4



Coupe 5-5



Coupe 6-6



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TEG-OROU	
ETUDIER PAR: BOUSSEMAI BALEM AMRANE ANICENS	<b>COUVRAGE DE          STAGE COURANT</b>
DIRIGER PAR: N° CHERIF	Echelle: 1/100, 1/50
Feuille N°: 21	
Projet: 2016-2017	



# Conclusion

L'étude génie civil d'un bâtiment ne se résume pas à appliquer les formules mathématiques pour le calcul, mais plutôt à comprendre le fonctionnement et le comportement des structures vis-à-vis des sollicitations extérieures et des efforts internes.

On dirait que la construction d'un ouvrage en génie civil est tributaire d'une bonne concordance entre trois critères de base, à savoir :

La résistance.

La durabilité.

L'économie dans la mesure du possible.

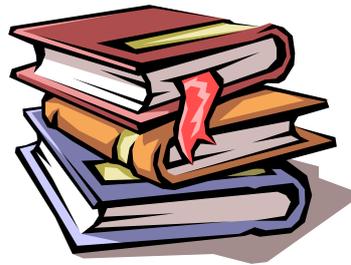
Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans la conception et du calcul des structures

Le choix de la disposition des voiles est une étape très importante pour assurer un bon comportement dynamique du bâtiment lors d'un séisme visent à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion car les bâtiments résiste mal à la torsion.

L'ingénieur en génie civil n'est pas un calculateur seulement, mais il faut proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; d'une manière générale une conception justifier doit prendre en compte, premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humain et matériel, sans oublier l'économie et le temps d'exécution.

En fin, Nous espérons que cette modeste étude été comme une référence contient un minimum d'information utile pour faciliter les études des futures promotions.

# Bibliographie



-  BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limitent.
  
-  Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).
  
-  DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.
  
-  Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).
  
-  Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.
  
-  Les cours et TD du cursus de l'Université M.M.T.O. (Département G.C).
  
-  Tables de Pigeaud et table de calcule a l'ELU et l'ELS.
  
-  Recherche globale sur internet.