

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



# Mémoire de fin d'étude

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

## THEME

*Etude d'un bâtiment (R+8+sous sol) à ossature mixte contreventé  
par voiles et portiques (Avec application du logiciel ETABS)*



**Proposé par :**  
BET.  
**Dirigé par :**  
M<sup>re</sup> ACHOUR.

**Etudié par :**  
M<sup>r</sup> : IMINE LYES.  
M<sup>r</sup> : AKRICHE SAADI.

*Année 2013/2014*

# *REMERCIEMENT*

Tous d'abord nous remercions le bon dieu qui nous à aidé pour atteindre notre objectif.

Nous tenons à remercier dignement, profondément et sincèrement notre promoteur M<sup>r</sup> : ACHOUR pour son aide, sa patience, sa compétence et ses précieux conseils.

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

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

Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

Nos remerciements à nos familles et tous les amis (es)

Enfin, nous tenons à remercier également les membres de jury qui nous ferons l'honneur de juger notre travail.

Merci

# Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à ma chère famille, je les remercie pour leur soutien, patience, et confiance.

- ❖ A mes chers frères et sœurs
- ❖ A tout mes amis (es)
- ❖ A mon binôme LYES et sa famille
- ❖ A toutes les personnes qui nous ont aidés de près et de loin.
- ❖ A toute la promotion 2013 /2014.

**AKRICHE SAADI**

Je dédie ce modeste travail à ma chère famille, je les remercie pour leur soutien, patience, et confiance.

- ❖ A mes chers frères et sœurs
- ❖ A tout mes amis (es)
- ❖ A mon binôme SAADI et sa famille
- ❖ A toutes les personnes qui nous ont aidés de près et de loin.
- ❖ A toute la promotion 2013 /2014.

**IMINE LYES**

# Sommaire

## **Introduction générale :**

### **Chapitre I : Présentation de l'ouvrage** **Page :**

I.1. Introduction .....	1
I.2. Caractéristiques fonctionnelles de l'ouvrage.....	1
I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	1
I.4. Les éléments constituant l'ouvrage .....	1
I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	3
I.5.1. Béton :.....	3
I.5.2. Acier .....	6

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

II.1 Pré dimensionnement :.....	8
II.1.1 Les planchers :.....	8
II.1.2 Pré dimensionnement des poutres :.....	8
II.1.3. Pré dimensionnement des poteaux :.....	9
II.1.4. Vérification des conditions du RPA :.....	15
II.1.5. Vérification des poteaux au flambement .....	16
II.1.6. Pré dimensionnement des voiles :.....	16

### **Chapitre III: Calcul des éléments**

1- Etude des planchers .....	19
2- Etude des escaliers.....	33
3- Etude des poutres palières.....	45
4- Etude de la salle machine.....	51
5- Etude de la poutre de chainage .....	58
6- Etude des balcons.....	65
7- Etude de l'acrotère.....	71

### **Chapitre IV : Etude du contreventement**

IV.1. Introduction : .....	77
IV.2. Caractéristiques géométriques des portiques :.....	78
IV .3. Caractéristiques géométriques des voiles :.....	86
IV.4. Calcul des inerties fictives des portiques :.....	88
IV.5. Calcul des déplacements des portiques :.....	93
IV.6. Interprétation des résultats :.....	97
IV.7. Conclusion :.....	98

### **Chapitre V: Modélisation ETABS, vérification des résultats.**

<b>Introduction:</b> .....	99
V-2) Description du logiciel ETABS.....	99
V.3. Manuel d'utilisation ETABS.....	103
V.4. Etude sismique.....	115
V.5. Vérification des déplacements.....	122
V.6. Justification Vis à Vis De l'effet P- $\Delta$ :.....	124
V.7. Conclusion :.....	130

## ***Chapitre VI: Ferrailage des poteaux :***

VI.1. Introduction :.....	131
VI.2. Recommandations et exigences du RPA99 :.....	131
VI.3. Etapes de calcul à l'ELU.....	132
VI.4. Calcul des armatures dans le sens longitudinal.....	137
VI.5. Calcul des armatures dans le sens transversal.....	137
VI.6. Vérifications à l'ELS.....	137
VI.7. Armatures transversales.....	139
VI.8. Vérification de la quantité d'armatures transversales.....	142

## ***Chapitre VII: Ferrailage des poutres :***

VII.1. Introduction :.....	143
VII.2. Recommandations du R.P.A.99/ 2003 :.....	143
VII.3. Etapes de calcul à l'ELU.....	144
VII.4. Ferrailage des poutres principales.....	145
VII.5. Ferrailage des poutres secondaires.....	146
VII.6. Vérifications à l'ELU.....	147
VII.7. Vérification des contraintes à l'ELS:.....	150
VII.8. Dispositions constructives :.....	153

## ***Chapitre VIII: Ferrailage des voiles***

VIII.1. Introduction :.....	154
VIII.2. Ferrailage des voiles :.....	155
VIII.3. Vérifications à l'ELS :.....	158
VIII.4. Exemple de calcul :.....	159
VIII.5. Tableaux récapitulatifs des ferrailages :.....	161

## ***Chapitre IX: Etude de l'infrastructure***

IX.1. Introduction : .....	166
IX.2. Capacité portante du sol de fondation :.....	166
IX.3. Choix du type de fondation : .....	166
IX.4. Pré dimensionnement.....	167
IX.5. Définition du radier général : .....	170
IX.6. Ferrailage du radier :.....	175
IX.7. Vérification à l'ELU:.....	177
IX.8. Calcul à l'ELS :.....	179
IX.9. Ferrailage des nervures :.....	180
IX.10. Ferrailage des débords :.....	187

## ***Chapitre X : Etude du mur plaque :***

X.1. Pré dimensionnement du voile plaque :.....	189
X.2. Contrainte de la poussée des terres :.....	189
X.3. Calcul des moments et des armatures :.....	191
X.4. Vérification des contraintes de cisaillement :.....	192

<b><i>Conclusion</i></b> :.....	193
---------------------------------	-----



***INTRODUCTION GENERALE.***

### **INTRODUCTION :**

La gestion du risque sismique est un paramètre très essentiel pris en considération dans les zones où l'on observe une activité sismique importante, pour cause les effets ressentis par ce phénomène peuvent s'avérer extrêmement dévastateurs vu les endommagements qu'il peut générer sur les différentes structures de génie civil (habitations, ponts, routes.....).

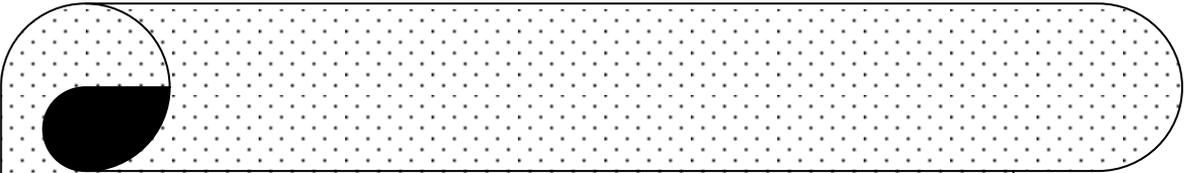
Ce constat fait appel à l'importance de l'étude de génie civil ainsi que les différents règlements parasismiques qui l'accompagnent.

De ce fait le RPA 99/2003 est élaboré pour mieux gérer le secteur de constructions civiles en fixant les conditions d'exécution, les sections minimales (aciers, bétons), ainsi que le choix de la méthode de calcul.

Toute étude de génie civil doit se référer aux exigences citées dans ce DTR ainsi que celles du CBA 93 pour qu'elle soit conforme aux normes, ainsi qu'à la nature de l'ouvrage, la zone de son implantation, et recommandations liées à l'aspect fonctionnel.

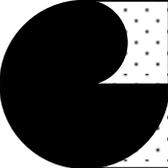
Le contrôle technique des constructions (**CTC**) est l'organisme qui garantit la conformité aux textes réglementaires des ouvrages à réaliser, en effectuant des visites d'inspection au niveau des chantiers d'exécution.

Notant que le génie civil a pour but de garantir deux aspects essentiels, d'une part le facteur rigidité, ce dernier est obtenu en optant pour des calculs justifiés et précis ; d'autre part ne pas se dispenser de l'aspect économique. Pour cela ; l'étude est faite tout en s'assurant de la présence de ces deux caractères.



*Chapitre I :*

*Présentation de l'ouvrage*



**I.1. Introduction :** La structure qui fait l'objet d'étude est en (R+8+sous sol) à usage double (usage d'habitation et usage commercial), elle sera implantée à tizi ousou, classée selon le (RPA99/2003) comme étant une zone de moyenne sismicité (zone II-a), qui est soumise à une activité sismique relativement modérée.

**I.2. Caractéristiques fonctionnelles de l'ouvrage :** l'ouvrage étudié répond aux aspects fonctionnels suivants :

- Le sous sols à usage commercial.
- Le RDC à usage commercial.
- Les étages courants du 1<sup>er</sup> jusqu'au 8<sup>eme</sup> étage à usage d'habitation.
- La cage d'escalier qui sert à accéder aux différents niveaux est située au milieu de la structure.
- La cage d'ascenseur, réalisée pour mieux gérer le flux des usagers de la structure. Elle propose un autre mode de déplacement.
- Les locaux se trouvant au niveau du sous sol sont munis de galerie pour faciliter l'accès.
- Le plancher terrasse de l'ouvrage est inaccessible, sur lequel est posée la dalle de la salle machine.

**I.3. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :** Elles sont essentiellement :

- Hauteur totale : 32.15m
- Hauteur du RDC : 4.08m.
- Hauteur d'étage courant : 3.06m.
- Longueur totale : 24,90m.
- Largeur totale : 15,00m.
- Hauteur du sous sol : 3,59m.

**I.4. Les éléments constituant l'ouvrage :** L'ouvrage en question est constitué à partir des éléments suivants :

➤ **L'ossature :**

La structure est à ossature mixte, composée de poteaux et de poutres formant un système de portique transversaux et longitudinaux destinés à reprendre les charges verticales et une partie des charges sismiques suivant leurs rigidité , et de voiles en béton armé disposés dans les deux sens(disposition symétrique),qui ont pour rôle d'absorber une grande partie de l'effort sismique ainsi que la fonction de portance(reprendre une partie de la charge verticale pour assurer leurs stabilité).

➤ **Planchers :**

Les planchers sont réalisés en corps creux, ou bien en dalles pleines (dans le cas ou les charges transmises sont trop importantes).Ils doivent assurer la fonction de diaphragme (élément infiniment rigide suivant son plan et conçu pour transmettre les efforts aux éléments de contreventement).

Les planchers assurent deux fonctions principales, une fonction de portance et une autre qui consiste à isoler l'étage thermiquement et acoustiquement :

- Fonction de résistance mécanique et de portance:

Les planchers doivent supporter leurs poids propres ainsi que les surcharges, et de les transmettre ensuite aux éléments porteurs de la structure.

- Fonction d'isolation :

Les planchers doivent isoler thermiquement et acoustiquement, ceci en limitant la transmission de la chaleur et du bruit d'un étage à l'autre. Dans certains cas ; l'utilisation d'un matériau isolant est recommandé.

- **Les Voiles :** Les voiles sont disposés d'une façon symétrique pour avoir une bonne répartition des rigidités, et limiter les effets de la torsion, Ils sont définis par leur longueur qui est supérieure à quatre fois l'épaisseur. Dans le cas contraire l'élément est considéré comme étant un poteau.

- **Remplissage :** Les remplissages ont pour rôle de définir l'espace intérieur de la structure, On distingue deux types :

- Les murs de façade qui sont réalisés en double cloisons de briques creuses de 10 cm, séparées par une lame d'air de 5 cm.

- Les murs de séparation intérieurs en simple cloisons de briques de 10 cm.

- **Revêtement :** Ils sont réalisés dans le but de garantir l'aspect fonctionnel de la structure, on distingue les revêtements suivants :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

- Céramique pour les salles d'eau.

- Mortier de ciment pour les murs de façades et les salles d'eau et cuisines.

- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

- **Balcons :** Les balcons sont considérés comme étant des consoles encastrées au niveau de la poutre de rive, et travaillent en flexion simple. Ils sont réalisés en dalle pleine. Les balcons doivent être calculés au séisme dans le cas où leur longueur est supérieure à 1.5 m.

- **Les escaliers :** La structure présente un seul type d'escalier (deux volées) .Ils permettent d'accéder aux différents étages, ils sont constitués de paliers et de paillasses en béton armé coulé sur place.

- **Cage d'ascenseur :** vu que la structure comporte huit étages à partir du RDC avec sous sol, l'incorporation d'une cage d'ascenseur est nécessaire. Les équipements de la salle machine sont posés sur une dalle pleine.

- **Infrastructures :**

Les fondations sont réalisées en tenant compte de la nature du sol sur lequel repose la structure en question, ainsi que l'intensité des charges transmises par celle-ci.

- **Système de coffrage :** Le système de coffrage utilisé est fonction de la nature et de la complexité géométrique de l'élément, ainsi on peut utiliser le système de coffrage traditionnel, ou bien le système de coffrage métallique.

### I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

**I.5.1. Le béton :** Le béton est le matériau de base dans la construction civil, il doit remplir les conditions requises indiquées dans les règlements en vigueur à savoir : (RPA 99/2003, CBA93). Du point de vue résistance, le béton présente une grande résistance à la compression comparée à celle de la traction qui est relativement faible. De ce fait ; l'introduction des armatures est indispensable pour atteindre la notion de béton armé.

Le choix d'une bonne formulation des bétons est un facteur déterminant dans l'optimisation de la valeur caractéristique requise. Pour cela il faut choisir une consistance en fonction du ferrailage disposé pour éviter tout risque de ségrégation ou d'apparition d'armatures.

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

- Granulat (sable  $\Phi \leq 5\text{mm}$ , gravier  $5 \leq \Phi \leq 25\text{mm}$ ).
- Gravions : 800L
- Sable : 400L
- Ciment : 350Kg / $1\text{m}^3$  de classe CPJ 425.
- Eau : 175L (E/C=0,5).

**Remarque :** Dans les cas courants ; le béton est dosé à 350 KG/ $\text{m}^3$ . Le rapport E/C doit être égal à 0.5 dans le cas de l'absence d'adjuvants. Les granulats doivent être pris à sec.

Pour un rapport E/C > 0.5 ; le pourcentage d'eau est très élevé, il ya risque de ségrégation.

Pour un rapport E/C < 0.5 ,cela entrainera des difficultés dans la maniabilité du béton, et un mauvais remplissage dans les moules de coffrage.

**a) Valeur caractéristique requise du béton à la compression : (art : A.2.1, 11 BAEL91)** Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté ( $f_{c28}$ ). Pour les sollicitations s'exerçant sur un béton d'âge inférieur à 28 jours, la résistance à la compression est calculée comme suit :

$$f_{c_j} = \frac{J}{(4.76 + 0.83J)} f_{c_{28}} \quad \text{pour } f_{c_{28}} \leq 40\text{Mpa.}$$

$$f_{c_j} = \frac{J}{1.4 + 0.95J} f_{c_{28}} \quad \text{pour } f_{c_{28}} \geq 40\text{Mpa.}$$

Le béton confectionné pour les différents éléments de la structure doit avoir une valeur caractéristique requise minimale égale à 25 MPA. Rappelant que les formules citées précédemment sont valables pour un béton non traité thermiquement.

**b) Résistance caractéristique du béton à la traction : (art A.2.1, 12 BAEL 91) :**

La résistance caractéristique du béton à j jour est conventionnellement calculée par la relation suivante :

$$f_{t_j} = 0.6 + 0.06 f_{c_j} \quad (f_{c_j} \text{ exprimé en MPA}).$$

$$\text{à } j=28j \rightarrow f_{t_{28}} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1\text{Mpa.}$$

**Remarque :** Pour les bétons d'âge supérieur à 28 jours, on peut admettre une valeur de résistance à la compression au plus égale à 1,10  $f_{c_{28}}$ .

**c) Module de déformation longitudinale :(art : 2.1, 2 BAEL 91) :**

- **Module de déformation instantanée :(art : 2.1, 21 BAEL91) :**

Pour une durée d'application inférieure à 24H et sous une contrainte normale, on admet un module de déformation longitudinal instantané du béton égal à la valeur suivante :

$$E_{ij}=11000 (f_{c_j})^{1/3} \text{ Mpa} \quad \rightarrow \text{ pour } f_{c_j}=25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{ij}=32164.2 \text{ Mpa.}$$

- **Module de déformation différée :(art : 2.1, 22 BAEL91) :**

Le module de déformation différé comprend les déformations résultant du fluage ainsi que celles du retrait du béton.

$$E_{vj}=3700 (f_{c_j})^{1/3} \text{ Mpa} \quad \rightarrow \text{ pour } f_{c_j}=25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{vj}=10818.87 \text{ Mpa.}$$

**d) Module de déformation transversale :**

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :  $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

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

**e) Coefficient de poisson :** Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale  $\Delta d/d$  et la déformation relative longitudinale  $\Delta l/l$  ;  $\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$ .

Ce coefficient est pris égal à l'une des valeurs suivantes :

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

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

**f) Etats limites:** Ils correspondent aux conditions de sécurité et de comportement en service de la structure, on distinguera deux types :

- **état limite ultime de résistance: (art : A.4.3 BAEL).**

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

-stabilité de forme (flambement)

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

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

$$F_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{avec : } \theta \cdot \gamma_b \text{ est un coefficient de sécurité pris égale à :}$$

1.15 en situation accidentelle

1.00 en situation courante

0.85 devient 0.8 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères :

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

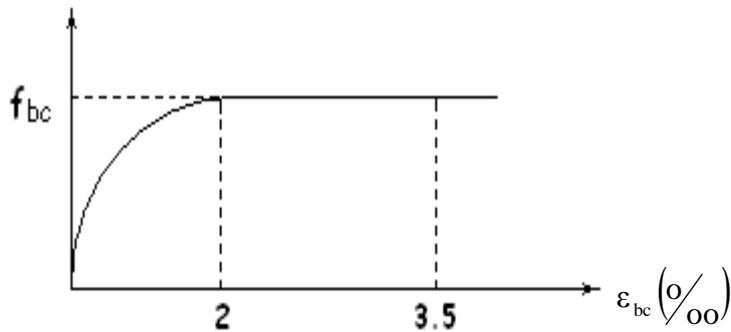
$\theta=1$  si la durée d'application des action est supérieur a 24h

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

$\theta=0.85$  si la durée d'application des actions est inférieure à 1h

A 28j on a  $f_{bc}=14.2\text{MPa}$  en situation courante.

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



**Figure I.2 : Diagramme contrainte- déformation (ELU)**

$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2 \text{ ‰}$  compression pure

Avec : ( $\varepsilon_{bc}$  raccourcissement du béton).

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

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

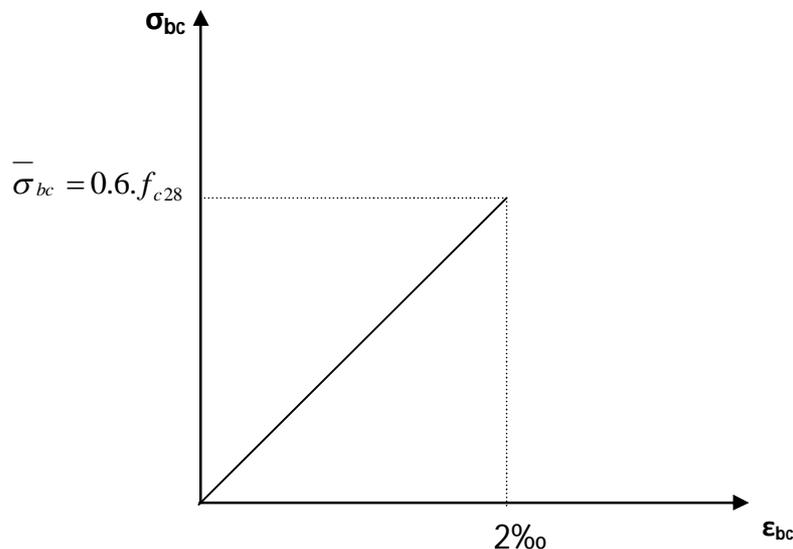
▪ **état limite de service (BAEL/A .4.5.2) :**

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

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}.$$

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



**Figure I.3 : Diagramme contrainte déformation (ELS)**

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

elle est donnée par :  $\tau = v_u / b \cdot d$

$v_u$  : effort tranchant

$b$  : largeur

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

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

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

**I.5.2. Acier :****a-généralité :**

Les aciers sont introduits dans les bétons dans le but de faire face aux action de tractions se développant dans l'élément en béton armé ,du fait qu'ils présentent une résistance élevée aussi bien à la traction qu'en compression. On distingue trois types différents :

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

**b-module d'élasticité longitudinale  $E_s$  :** Il est pris égal à  $2.10^5$ Mpa

**c-contraintes limites  $\sigma_{st}$  :**

➤ **A L'ELU**

$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$  → telle que  $\gamma_s$  est un coefficient de sécurité pris égale à :

1.15 → situation courante

1.00 → situation accidentelle

➤ **A L'ELS**

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

▪ **Fissuration peu nuisible :(A.4.5.32)**

Cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire  $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$

▪ **Fissuration préjudiciable:(A.4.5.33)**

Cas des éléments exposés aux intempéries

$$\bar{\sigma}_s = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} ) \quad \text{MPa}$$

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

Cas des éléments exposés à un milieu agressif

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (0,5 f_e, \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \text{ en MPa}$$

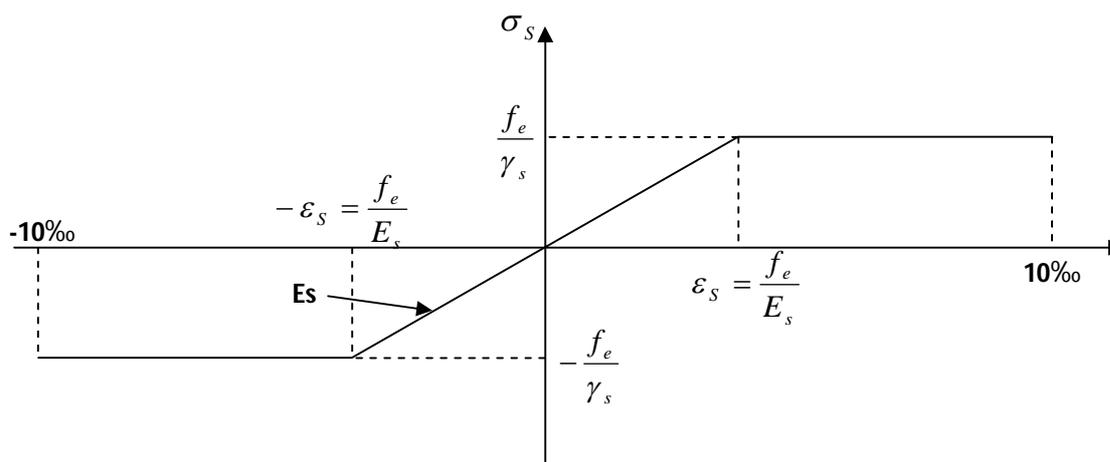
$\eta$  : coefficient de fissuration

$\eta=1$  pour les ronds lisses

$\eta=1.3$  pour les fils dont le diamètre  $< 6$ mm

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

**d) diagramme contrainte déformation (Art A.2.2.2/BAEL91)**



**Figure I-4-diagramme contrainte déformation**

**e)Enrobage (protection des armatures) :**

Dans le but de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, nous devons respecter les conditions d'enrobage suivantes :

- $C \geq 5$ cm ...pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou au brouillard salin.
- $C \geq 3$ cm ...pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations)
- $C \geq 1$ cm ...pour les parois situées dans les locales.



*Chapitre II:*

*Pré dimensionnement  
Des éléments*



### II.1. Pré dimensionnement des éléments :

Les éléments de la structure (poteaux, poutres, voiles, planchers) seront pré dimensionnés en employant les différentes formules existantes dans les règlements en vigueur. Le pré dimensionnement en question peut être revu si la section transversale de l'élément n'est pas vérifiée.

#### II.1.1. Les planchers :

Le plancher est la partie horizontale de la construction séparant deux niveaux successifs, il a pour rôle la transmission des charges et surcharges verticales aux éléments porteurs, ainsi que la fonction de diaphragme qui consiste en l'acheminement des charges horizontales aux éléments de contreventement.

Il est constitué de corps creux qui servent de coffrage perdu et d'une dalle de compression de quatre centimètres d'épaisseur. L'ensemble est placé sur des poutrelles préfabriquées qui sont disposées suivant la petite travée des planchers.

La formule donnant l'épaisseur minimale du plancher est la suivante :

$$h_{tp} \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

Avec :  $h_{tp}$  : hauteur totale du plancher

$L_{max}$  : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

La valeur de  $L_{max}$  est prise entre nu d'appuit, donc :  $L_{max} = 4,40 - 0,25 = 4,15m$

Ce qui nous donne :

$$h_{tp} \geq \frac{415}{22,5} = 18,44 \text{ (cm)} \rightarrow \text{on opte pour un plancher de (16+4) avec : } h_{tp} = 20 \text{ (cm)}$$

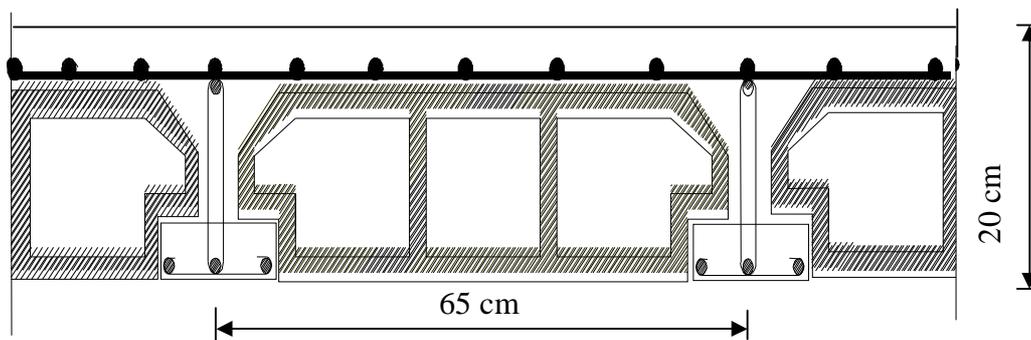


Figure II-1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

**II.1.2. pré dimensionnement des poutres :** Les poutres servent d'élément reliant l'ensemble des parties porteuses de la structure, leur dimensions transversales minimales sont données par les formules suivantes :

- $h_t$  : hauteur comprise entre  $\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$ .
- $b$  : largeur comprise entre  $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$ .
- $L_{max}$  : portée libre entre nus d'appuis.

On distingue les poutres principales qui ont pour rôle de transmettre les charges du plancher aux éléments porteurs, ainsi que les poutres secondaires conçues pour liaisonner les portiques de la structure (appelées aussi poutres de chaînage).

**a) Les poutres principales :** Elles ont pré dimensionnées comme suit :

$$L_{\max} = 440 - 25 = 415 \text{ cm}$$

$$\frac{415}{15} \leq h \leq \frac{415}{10} \Rightarrow 27.66 \text{ cm} \leq h \leq 41.50 \text{ cm} \quad \text{Soit } h = 40 \text{ cm}$$

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \Rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \quad \text{Soit } b = 30 \text{ cm}$$

La section des poutres principales est de : (40×30) cm

**Vérifications relatives aux exigences du RPA :( Art 7.5 .1du RPA99)**

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 \geq 20 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{condition Vérifiée.}$
- $h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 40 \geq 30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{condition Vérifiée.}$
- $\frac{h_t}{b} \leq 4 \dots\dots\dots \frac{40}{30} = 1,333 \leq 4 \quad \longrightarrow \text{condition Vérifiée.}$

**b) Les poutres secondaires :**

$$L_{\max} = 400 - 25 = 375 \text{ m}$$

$$\frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10} \Rightarrow 25 \text{ cm} \leq h \leq 37.5 \text{ cm} \quad \text{Soit } h = 35 \text{ cm}$$

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm} \quad \text{Soit } b = 30 \text{ cm}$$

La section des poutres secondaires est de : (35×30) cm

**Vérifications relatives aux exigences du RPA :( Art 7.5 .1du RPA99)**

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 \geq 20 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{condition Vérifiée.}$
- $h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 35 \geq 30 \text{ cm} \quad \longrightarrow \text{condition Vérifiée.}$
- $\frac{h_t}{b} \geq 4 \dots\dots\dots \frac{35}{30} = 1,16 \leq 4 \quad \longrightarrow \text{condition Vérifiée.}$

### II .1.3.pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux est établi à l'ELS en prenant le plus sollicité (poteau central) en considérant un effort de compression axial N, qui sera repris uniquement par la section du béton.

La section du poteau est donnée par la relation suivante  $S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$

Avec :

N : effort de compression revenant au poteau le plus sollicité.

$\sigma_{bc}$  : contrainte admissible du béton à la compression simple

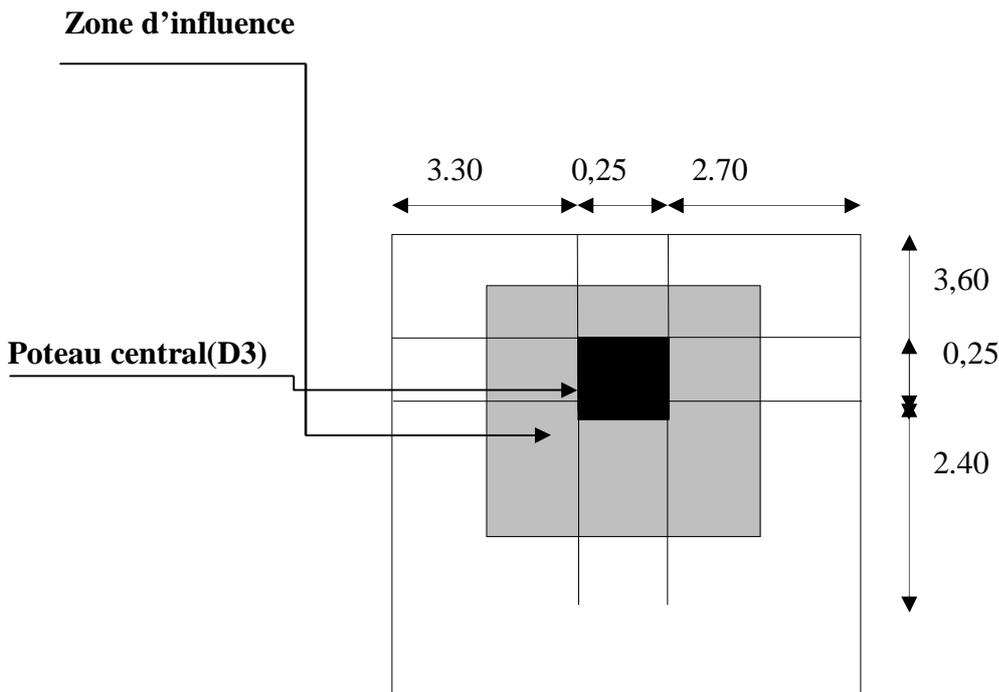
$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**Remarque :**

L'effort normal « N » sera déterminé à partir de la descente de charge, elle consiste à sommer toutes les charges et surcharges de tous les niveaux revenant au poteau le plus sollicité.

On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges de différents niveaux du bâtiment.

**-Localisation du poteau le plus sollicité :** Le poteau le plus sollicité est celui se trouvant dans la file : D3.

**Calcul de La surface du plancher revenant au poteau D 3 :**

$$S_{\text{nette}} = (1.65 + 1.35) \times (1.80 + 1.20) = 9\text{m}^2$$

$$S_{\text{brute}} = (1.65 + 1.35 + 0.25) \times (1.80 + 0.25 + 1.20) = 10.56\text{m}^2$$

**II.1.3.1. Détermination des charges et surcharges :** Les charges et surcharges seront sommées pour chaque étage de la structure (plancher terrasse, étage courant, RDC, et sous sol).

➤ **Charges permanentes :** Elles sont prises à partir du (DTR B.C.2.2).

**-Plancher terrasse :** Il s'agit d'une terrasse inaccessible réalisée en corps creux.

- Protection lourde (ep = 5cm).....1,00 KN/m<sup>2</sup>
- 2- Etanchéité multiple (ep = 2cm).....0,19 KN/m<sup>2</sup>
- 3- Forme de pente (ep = 7cm).....1,55 KN/m<sup>2</sup>
- 4- Pare vapeur (feuille polyane)..... 0,01 KN/m<sup>2</sup>
- 5- Isolation thermique en liège (ep = 5cm).....0,20 KN/m<sup>2</sup>
- 6- Plancher corps creux (16+4cm).....2,85 KN/m<sup>2</sup>
- 7- Enduit de plâtre (ep= 2cm).....0,20 KN/m<sup>2</sup>

---


$$\mathbf{G=6,00\text{ KN/m}^2}$$

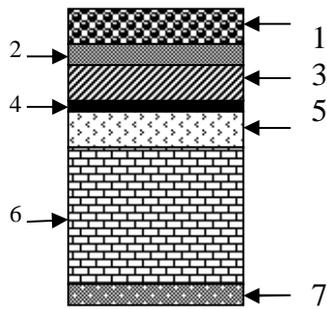


Figure (I) : coupe transversale du plancher terrasse.

**-Plancher courant** : Les planchers courants sont réalisés en corps creux.

- 1- Revêtement en carrelage (ep = 2cm).....0,40 KN/m<sup>2</sup>
- 2- Mortier de pose ( ep = 3cm).....0,54 KN/m<sup>2</sup>
- 3- Couche de sable (ep = 3cm).....0, 66 KN/m<sup>2</sup>
- 4- Plancher corps creux (16+4cm).....2,85 KN/m<sup>2</sup>
- 5- Enduit de plâtre (ep= 2cm).....0,20 KN/m<sup>2</sup>
- 6- Maçonnerie en briques creuses (ep = 10cm)...0,90 KN/m<sup>2</sup>

$$\underline{\underline{G=5,55 \text{ KN/m}^2}}$$

□□

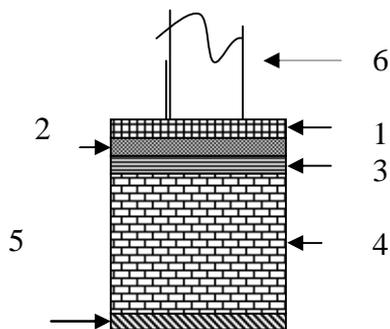


Figure (II) : coupe transversale du plancher courant.

**-Mur intérieure** : Il représente le poids des cloisons intérieurs ainsi que de leurs enduits.

- 1-enduit en plâtre : (ep=2 cm).....0, 20KN/m<sup>2</sup> .
- 2-Brique creuse : (ep=10 cm).....0,90KN/m<sup>2</sup> .
- 3-Enduit en plâtre : (ep=2 cm )..... 0,20KN/m<sup>2</sup> .

$$\underline{\underline{Gt=1,30 \text{ KN/m}^2}}$$

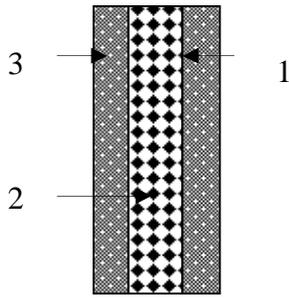


Figure (III) : coupe transversale du mur intérieur.

**-Murs extérieurs :** Il est réalisé en double cloisons avec une lame d'air pour des considérations d'isolation.

1-Mortier de ciment : (ep=2cm).....	0,36 KN/m <sup>2</sup> .
2-Brique creuse : (ep=2x10 cm).....	1,8 KN/m <sup>2</sup> .
3-Enduit en plâtre : (ep=é cm).....	0,20KN/m <sup>2</sup> .
4-Lame d'air : (ep=5 cm).....	/
	<b>Gt=2,36 KN/m<sup>2</sup></b>

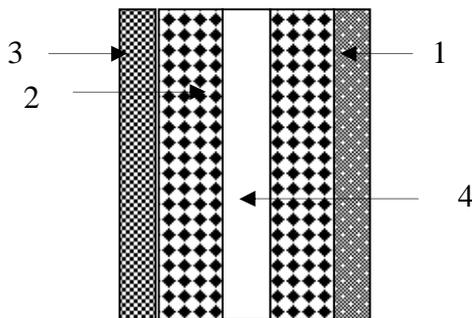


Figure (V) : coupe transversale du mur extérieur.

**-Dalle pleine du balcon :**

1-Revêtement en carrelage : (ep=2cm).....	0,40 KN/m <sup>2</sup>
2-Mortier de pose : (ep=3cm).....	0,54 KN/m <sup>2</sup>
3-Couche de sable : (ep=3 cm).....	0,66 KN/m <sup>2</sup>
4-Dalle pleine en béton armé : (ep=15 cm).....	3,75 KN/m <sup>2</sup>
5-Mortier de ciment : (ep=2 cm).....	0,20 KN/m <sup>2</sup>
	<b>Gt=5,55 KN/m<sup>2</sup></b>

➤ **Surcharges d'exploitations :** Les surcharges d'exploitation sont relevées à partir du DTR en vigueur à savoir le DTR B.C.2.2 comme suit :

- Plancher terrasse inaccessible →  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$ .
- Plancher étage courant à usage d'habitation →  $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$ .
- Plancher à usage commercial →  $Q = 5,00 \text{ KN/m}^2$ .
- Balcons →  $Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$ .
- Acrotère →  $Q = 1.00 \text{ KN/m}$ .
- Escalier →  $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$ .

**II.1.3.2.Poids propre des éléments :** C'est le poids des éléments s'appuyant sur la surface d'influence délimitée précédemment.

- **Plancher terrasse :**

$$G_t = 10,56 \times 6,00 = 63,36 \text{ KN}$$

- **Plancher courant :**

$$G = 10,56 \times 5,55 = 58,60 \text{ KN}$$

- **Poutres :**

**Poutres principales :**

$$G_{PP} = (0,40 \times 0,30) \times (1,80 + 1,20) \times 25 = 9,00 \text{ KN}$$

**Poutres secondaires :**

$$G_S = (0,35 \times 0,30) \times (1,35 + 1,65) \times 25 = 7,875 \text{ KN}$$

$$G_{\text{total}} = 9 + 7,875 = 16,875 \text{ KN}$$

- **Poteaux :**

$$G_{RDC} = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 4,08 = 6,37 \text{ KN}$$

$$G_{\text{Etage}} = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 3,06 = 4,78 \text{ KN}$$

$$G_{\text{sous sol}} : 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 3,59 = 5,60 \text{ KN}$$

- **Surcharge d'exploitation :** Elles seront multipliées par la surface d'influence du plancher.

$$\text{Sous sol, RDC: } Q \times S = 5 \times 10,56 = 52,8 \text{ KN}$$

$$\text{Etages courants : } Q \times S = 1,5 \times 10,56 = 15,84 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher terrasse inaccessible : } Q \times S = 1 \times 10,56 = 10,56 \text{ KN}$$

**II.1.3.3.Dégression vertical des surcharges d'exploitation :** Pour une structure comprenant un grand nombre d'étages, le BAEL exige l'application de la loi de la dégression des surcharges d'exploitation du fait que l'occupation des derniers niveaux peut être indépendante.

La loi de dégression s'écrit comme suit :  $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$  pour  $n \geq 5$ .

Avec :

$Q_0$  : surcharge d'exploitation à la terrasse.

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

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

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

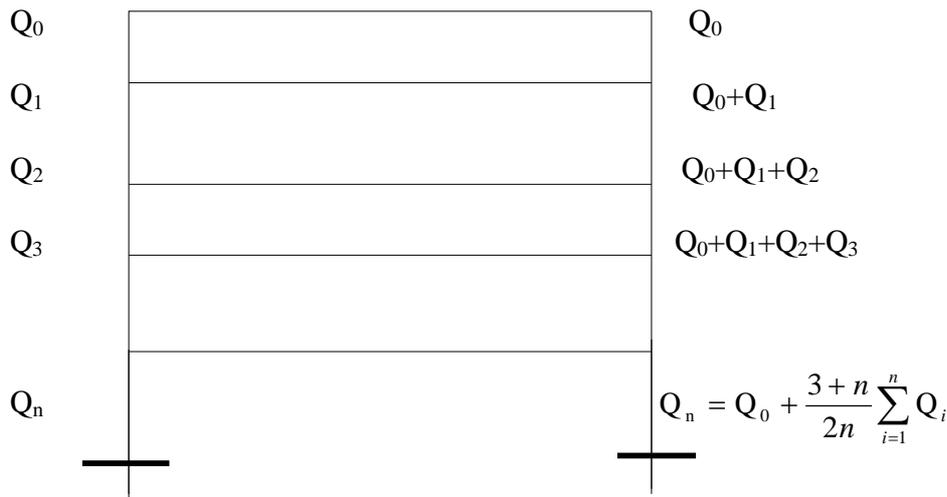


Figure II.2 : Dégression vertical des surcharges d’exploitation

- Niveau8.....  $Q_0$ .
- Niveau7.....  $Q_0+Q_1$ .
- Niveau6 .....  $Q_0+0,95 (Q_1+Q_2)$ .
- Niveau5.....  $Q_0+0,90 (Q_1+Q_2+Q_3)$ .
- Niveau4.....  $Q_0+0,85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$ .
- Niveau3.....  $Q_0+0,80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$ .
- Niveau2.....  $Q_0+0,75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$ .
- Niveau1.....  $Q_0+0,71(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$ .
- RDC .....  $Q_0+0,69(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$ .
- Sous sol.....  $Q_0+0,67(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)$ .

**Remarque :** L’application de la dégression des surcharges donne des sections de poteaux très faibles par rapport aux valeurs minimales exigées par l’RPA.

**II.1.3.4. Tableau récapitulatif de la descente de charge :** La section des poteaux à adopter est fonction de la descente des charges, elle peut être réduite pour les étages des niveaux supérieurs.

NIVEAU	Charges permanentes [KN]					Surcharges d’exploitation [kN]		Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ [kN]	Section du poteau [cm <sup>2</sup> ]	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	$G_{totale}$	$G_{cumulée}$	$Q_i$	$Q_c$		Section trouvée	Section adoptée
8□	63,36	16,87	4,78	85,01	85,01	10,56	10,56	95,57	63,71	30× 35
7□	58,60	16,87	4,78	80,25	165,26	15,84	26,40	191,66	127,77	30 ×35
6□	58,60	16,87	4,78	80,25	245,51	15,84	42,24	287,75	191,83	35× 40
5□	58,60	16,87	4,78	80,25	325,76	15,84	58,08	383,84	255,89	35 ×40
4□	58,60	16,87	4,78	80,25	406,01	15,84	73,92	479,93	319,95	35 ×40
3□	58,60	16,87	4,78	80,25	486,26	15,84	89,76	576,02	384,01	35 ×40
2□	58,60	16,87	4,78	80,25	566,51	15,84	105,6	672,11	448,07	40× 45
1□	58,60	16,87	4,78	80,25	646,76	15,84	121,44	768,2	512,13	40× 45
RDC□	58,60	16,87	6,37	81,84	728,6	15,84	137,28	865,88	577,25	40 ×45
Sous sol	58,60	16,87	5,60	81,07	809,64	52,8	190,08	999,72	666,48	40× 45

➤ **sections adoptées suivant les étages :**

Pour le sous sol, le RDC, le 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage : **S= (40× 45)**

Pour le 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup>, et 6<sup>ème</sup> étages : **S= (35× 40)**

Pour le 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup> étages : **S= (30 ×35)**

**Remarque :**

Pour donner aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismique, il est recommandé de donner aux poteaux d'angle et de rive des sections de même dimensions à celles des poteaux centraux. Rappelant que les poteaux doivent êtres coulés une seule fois suivant toute leur longueur, les dés de calages sont interdits. (**Art.7.4.1.RPA**)

**II.1.4.Vérification des conditions du RPA (article 7.4.1) :**

a).  $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$  en zone IIa.

b).  $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$

c).  $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Avec :  $h_e$  hauteur libre du poteau.

**Pour le sous sols, le RDC, le 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage :**

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \min(40 \times 45) = 40\text{cm} > 25\text{cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 40\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{368}{20} = 18,4 \text{ cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = \frac{40}{45} = 0,88 < 4 \rightarrow$  Condition vérifiée.
- 

**Pour le 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup>, et 6<sup>ème</sup> étages :**

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \min(35 \times 40) = 35\text{cm} > 25\text{cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 35\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{266}{20} = 13,3\text{cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = \frac{35}{40} = 0,875 < 4 \rightarrow$  Condition vérifiée.

**Pour les 7<sup>ème</sup>, et 8<sup>ème</sup> étages:**

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \min(30 \times 35) = 30\text{cm} > 25\text{cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 30\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{266}{20} = 13,3\text{cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = \frac{30}{35} = 0,857 < 4 \rightarrow$  Condition vérifiée.

**Conclusion:**

Les sections transversales des poteaux sont conformes aux exigences minimales données par le RPA99/2003. Ces valeurs peuvent faire l'objet de modifications dans le cas où la section des poteaux n'est pas vérifiée.

**Remarque :** Dans tout les cas de pré dimensionnement des poteaux, il faut s'assurer que la rotule plastique induite par l'effort sismique ne se forme pas au niveau des poteaux, et qu'elle soit dirigée de préférence vers les poutres ou l'en peut tolérer l'apparition de fissures. Pour cela il faut prévoir des sections de poteaux plus grandes que celles des poutres.

**II.1.5. Vérification des poteaux au flambement :**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures. La vérification consiste à calculer l'élanement  $\lambda$  qui doit satisfaire la condition suivante :  $\lambda \leq 50$

Avec :

$\lambda = \frac{l_f}{i}$  : L'élanement du poteau

$l_f$  : Longueur de flambement ( $l_f = 0,7l_0$ )

$l_0$  : Hauteur libre du poteau.

$i$  : Rayon de giration  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$  .....  $I = \frac{ab^3}{12}$

$B = a \times b$  : Section transversale du poteau. Avec  $I$  : (moment d'inertie)

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{12ab}}}$$

Avec : ( $a \neq b$ ).

- **Poteaux du sous sol, le RDC, le 1<sup>er</sup>, et 2<sup>eme</sup> étage :**

$$(40 \times 45), l_0 = 3,68m, \lambda = 20,90 < 50 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poteaux du 3<sup>eme</sup>, 4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup>, et 6<sup>eme</sup> étages :**

$$(35 \times 40), l_0 = 2,66m \Rightarrow \lambda = 16,48 < 50 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poteaux des 7<sup>eme</sup>, et 8<sup>eme</sup> étages :**

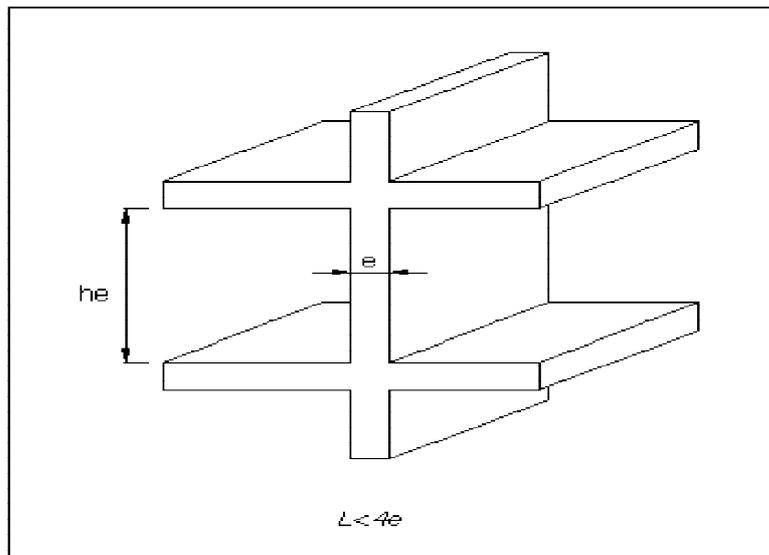
$$(30 \times 35), l_0 = 2,66 \Rightarrow \lambda = 18,55 < 50 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

Les sections des poteaux adoptées pour les différents niveaux sont vérifiées vis-à-vis du flambement.

**II.1.6- Pré dimensionnement des voiles (Art 7.7.1 du RPA99) :**

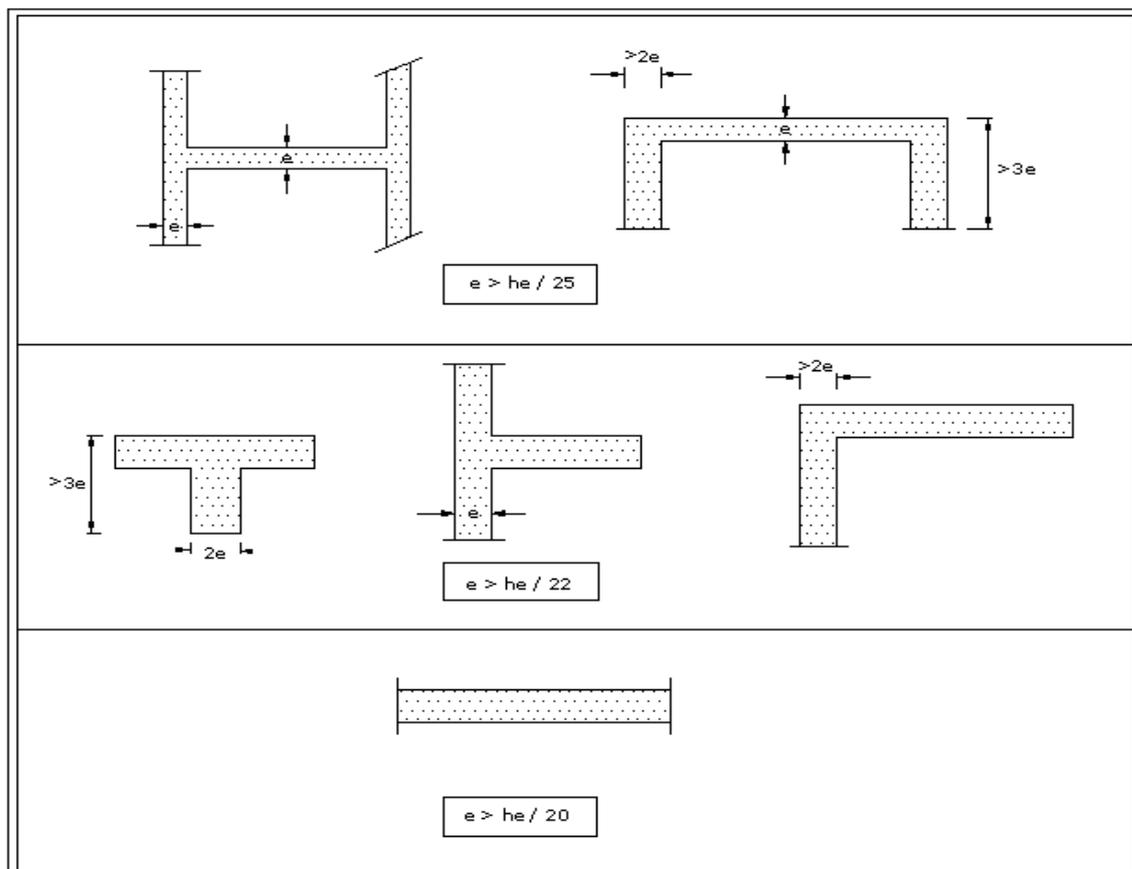
Du point de vue fonctionnel ; les voiles sont conçus pour reprendre une partie des charges verticales pour assurer leur stabilité et pour reprendre une partie ou la majorité et même la totalité des charges sismiques dans certains cas de contreventement. Ils sont dotés d'une rigidité élevée suivant leur plan.



D'après le : RPA 99/ 2003 le pré dimensionnement des voiles doit satisfaire les conditions suivantes :

**L'épaisseur du voile :**

L'épaisseur des voiles est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage «  $h_e$  » et des conditions de rigidité aux extrémités, l'épaisseur minimale exigée par le règlement en vigueur est égale à 15 cm.



**Les différents types de voiles.**

**Remarque :** La structure faisant l'objet d'étude comporte des voiles linéaires, ils seront pré dimensionnés tel qu'il est illustré dans le troisième cas de figure.

**a) Pour le sous sols, et le RDC :**

$$h_e = 4,08 - 0,40 = 3,68\text{m}$$

$$a \geq \frac{368}{20} = 18,4\text{cm}$$

$$a \geq \frac{368}{22} = 16,72\text{cm}$$

$$a \geq \frac{368}{25} = 14,72\text{cm}$$

**b) L étages courants : (du 1<sup>er</sup> au 8<sup>eme</sup> étage)**

$$h_e = 3,06 - 0,40 = 2,66\text{m}$$

$$a \geq \frac{266}{20} = 13,3\text{cm}$$

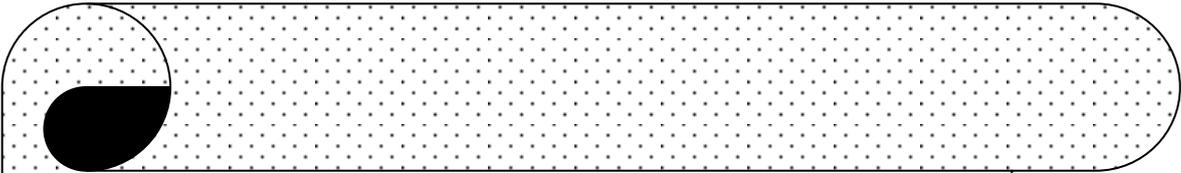
$$a \geq \frac{266}{22} = 12,09\text{cm}$$

$$a \geq \frac{266}{25} = 10,64\text{cm}$$

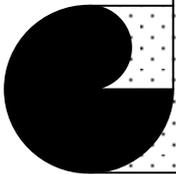
Prendre une épaisseur des voiles égale à : (a = **20cm**).

**Remarque :**

Pour qu'un élément de contreventement puisse être considéré comme étant un voile, sa longueur (L) doit être au moins égale a 4 fois sont épaisseur :  $L_{\min} = 4 \times a = 4 \times 20 = 80\text{cm}$ . Pour des valeurs inférieures à 80 cm l'élément est considéré comme étant un poteau.



*Chapitre III :*  
*Calcul des éléments.*



## Planchers :

### I. Introduction:

La structure comporte des planchers en corps creux (16+4), dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens de la petite portée et sur lesquelles repose le corps creux.

Les planchers à corps creux sont constitué de :

→Nervures appelée poutrelles de section en T, elle assure la fonction de portance.

La distance entre axe des poutrelles est de 65cm.

→Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique, son épaisseur est égale à 16 cm.

→Une dalle de compression en béton armé de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures de nuance (fe520) ayant pour but de limiter les risques de fissuration par retrait, et de résister aux charges appliquées sur les surfaces réduites.

La structure qui fait l'objet d'étude comporte deux types de planchers, un plancher à usage d'habitation et un plancher à usage commercial. En prendra le plancher à usage commercial comme exemple de calcul(le plancher le plus défavorable).

### II. Détermination des dimensions de la section en T :

$h = 16+4 = 20$  cm (hauteur de la dalle)

$h_0 = 4$  cm (épaisseur de la dalle de compression)

$C = 2$  cm (enrobage)

$d = 18$  cm (hauteur utile)

$b_1$  : largeur de l'hourdis

Avec :

$L$  : distance entre faces voisines de deux nervures.

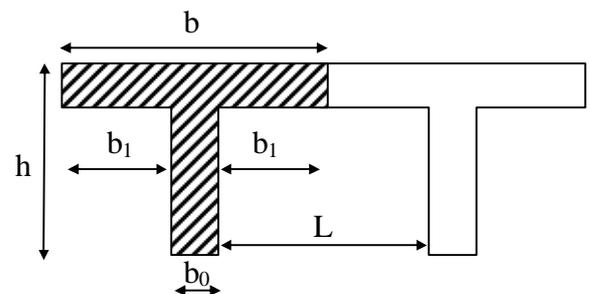


figure III.6

#### II.1. Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

$L$  : distance entre axe des poutrelles ( $50 \text{ cm} < L < 80 \text{ cm}$ ).

Soit :  $A_{\perp} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{mL}$  ;  $e = 20 \text{ cm}$

#### II.2. Armatures parallèles aux poutrelles :

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

Soit :  $A_{//} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $e = 20 \text{ cm}$

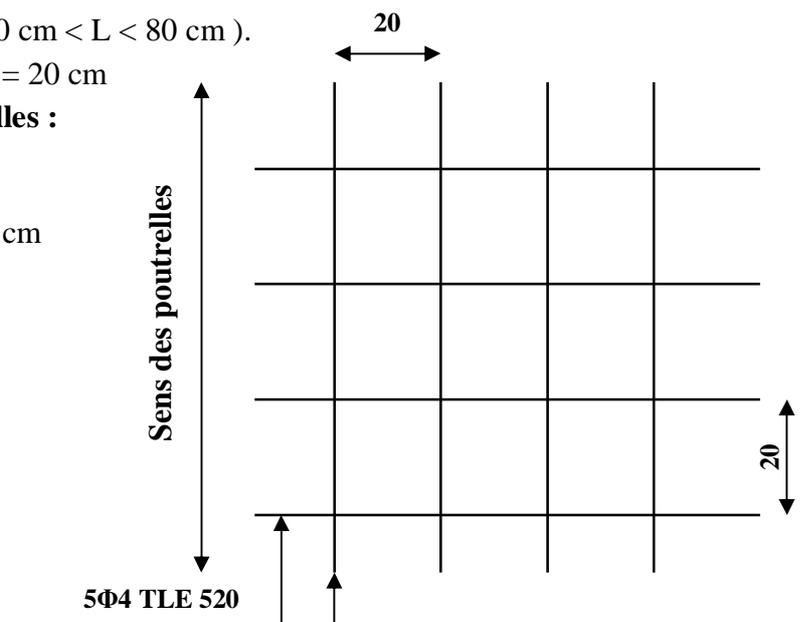


Figure III.7 : Ferrailage de la dalle de compression avec un treillis soudé 20x20cm

### III. Calcul de la poutrelle à l'ELU:

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives. On s'intéresse à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité, c'est-à-dire celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation (plancher de RDC à usage commercial). Le calcul se fera en deux étapes :

**Remarque :** Pour le calcul des poutrelles ; prendre en considération la plus grande travée dans le sens de leur disposition.

**III.1. Avant le coulage de la dalle de compression (section rectangulaire) :** avant le coulage les poutrelles sont considérées simplement appuyées aux deux extrémités, et soumises aux charges suivantes :

- poids propre de la poutrelle :  $25 \times 0.12 \times 0.04 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- poids propre du corps creux :  $0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$
- surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

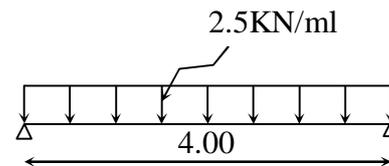
#### III.1.1. combinaison d'actions :

$$A \text{ l'ELU} : Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

#### III.1.2. calcul du moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \times 4^2}{8} = 5,00 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5 \times 4}{2} = 5,00 \text{ KN}$$



#### III.1.3. ferrailage de la poutrelle :

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

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{b_u}} = \frac{5,00 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 7,335 > 0,392$$

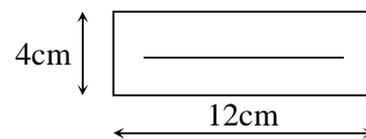


Figure III.8

$$\mu_b > \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section de la poutrelle est très réduite il est impossible de les placer, donc il faut prévoir des étais intermédiaires pour permettre de supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression avec un espacement entre étais de 80 à 120 cm.

### III.2. Après coulage de la dalle de compression (Section en T) :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre continue en T qui repose sur plusieurs appuis, partiellement encastré à ces deux extrémités elle est soumise aux charges suivantes :

- poids du plancher :  $G = 5,61 \times 0,65 = 3,64 \text{ KN/ml}$
- surcharge d'exploitation :  $Q = 5 \times 0,65 = 3,25 \text{ KN/ml}$

**III.2.1. Combinaison d'actions :**

$$\text{À l'ELU : } Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 9.79 \text{ KN/ml}$$

$$\text{À l'ELS : } Q_s = G + Q = 6.89 \text{ KN/ml}$$

**III.2.2. Choix de la méthode :** Il faut vérifier les conditions d'application de la méthode forfaitaire qui est admise pour les planchers soumis à des charges relativement modérées.

$$1. \begin{cases} Q=5 \text{ KN/ml} < 2G=7.28 \text{ KN/ml} \\ Q \leq 5 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2. les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité  $\Rightarrow$  condition vérifiée

3. les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$(0.80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25) \text{ on a :}$$

$$\frac{320}{400} = 0.8 ; \frac{400}{360} = 1.11 ; \frac{360}{300} = 1.20 ; \frac{300}{360} = 0.83 \quad \frac{360}{400} = 0.9 ; \frac{400}{320} = 1.25 \Rightarrow \text{Condition}$$

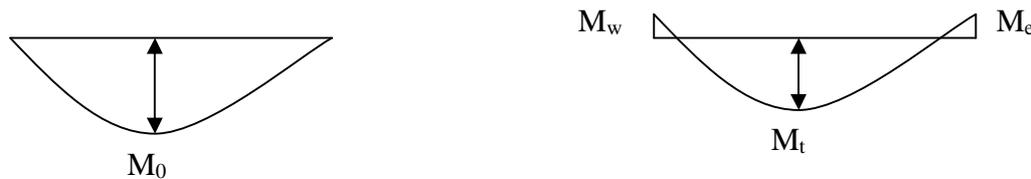
vérifiée

4. la fissuration est considérée comme non préjudiciable.  $\Rightarrow$  Condition vérifiée

**Conclusion :** Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

**III.2.3. Principe de la méthode:**

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



**Figure III.9 : Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire)**

**III.2.4. Exposé de la méthode :**

- le rapport ( $\alpha$ ) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ , varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

En effet pour  $Q=0 \mapsto \alpha=0$  et pour  $Q=2G \mapsto \alpha=2/3$

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

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$$

Avec  $L$  : longueur de la travée entre nus d'appuis

$q$  : charge uniformément répartie

- $M_w$  et  $M_e$  sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement
  - $M_t$  : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée
- Les valeurs de  $M_e$ ,  $M_w$  et  $M_t$  doivent vérifier les conditions suivantes :

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

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée de rive}$$

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

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

Dans notre cas nous avons une poutre sur 08 appuis, comme présentée dans le diagramme suivant :

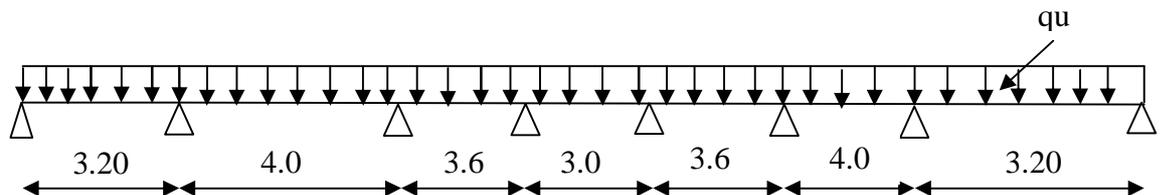


Figure III.10 : Schéma statique

### III.2.5. calcul des coefficients :

$\alpha$  : rapport des charges d'exploitation ( $Q$ ) à la somme des charges permanente ( $G$ ) et des charges d'exploitations ( $Q$ ).

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{3.25}{3.25 + 3.64} = 0.471 \quad \left(0 < \alpha < \frac{2}{3}\right)$$

On aura après calcul :  $\alpha = 0.471$

$$1 + 0.3\alpha = 1.141$$

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.570$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.670$$

### III.2.6. calcul des moments en travée :

- travée de rive :

$$- M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.670 M_0$$

$$- M_t + \frac{0.3M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.141 M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.741 M_0$$

On prend  $M_t = 0.75 M_0$

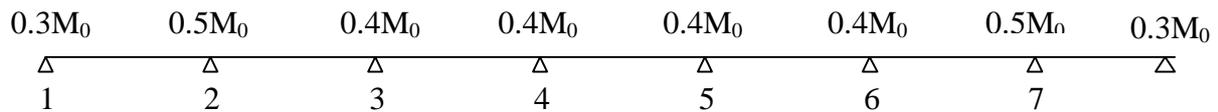
- Travée intermédiaire :

$$- M_t + \frac{0.5M_0 + 0.4M_0}{2} \geq 1.141M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.691M_0$$

$$- M_t \geq \left( \frac{1+0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.570M_0$$

On prend  $M_t = 0.70 M_0$

**III.2.7. Calcul des Moments isostatiques:**



**Figure III.11 : moments sur appuis**

$$M_{012} = M_{078} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 9.79 \times (3.2)^2 / 8 = 12.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{023} = M_{067} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 9.79 \times (4)^2 / 8 = 19.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{034} = M_{056} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 9.79 \times (3.6)^2 / 8 = 15.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{045} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 9.34 \times (3)^2 / 8 = 11.01 \text{ KN.m}$$

**III.2.8. Calcul de Moments sur appuis:**

$$M_1 = M_8 = 0.3 M_{012} = 3.759 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_7 = 0.5 \max (M_{012}, M_{023}) = 9.79 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_6 = 0.4 \max (M_{023}, M_{034}) = 7.832 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = M_5 = 0.4 \max (M_{034}, M_{045}) = 6.34 \text{ KN.m}$$

**III.2.9. calcul des efforts tranchants :**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2}$$

$$T_e = T_w + q_u L$$

Avec  $T_w$ ,  $T_e$  respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
$M_w$ (KN.m)	3.759	9.79	7.832	6.34	6.34	7.832	9.79
$M_e$ (KN.m)	9.79	7.832	6.34	6.34	7.832	9.79	3.759
$T_w$ (KN)	-21.695	-19.090	-17.207	-14.685	-17.207	-19.090	-21.695
$T_e$ (KN)	9.633	20.07	18.037	14.685	18.037	20.07	9.633
$M_t$ (KN.m)	12.53	19.58	15.85	11.01	15.85	19.58	12.53

### III.2.10. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :

#### a) diagramme des moments

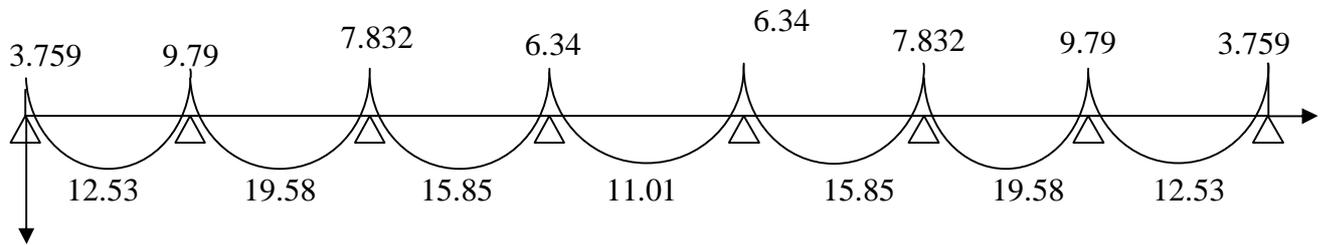


Figure III.12 Diagramme des moments fléchissant.

#### b) diagramme des efforts tranchants :

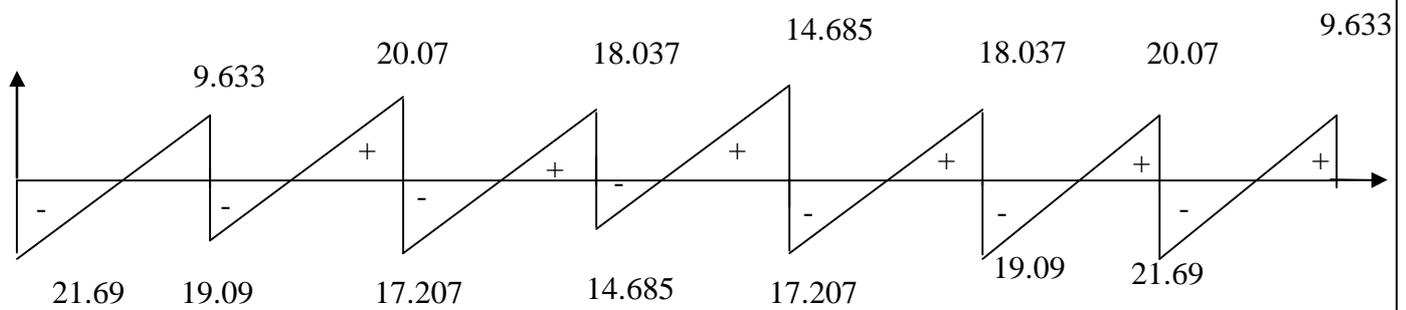


Figure III.13 Diagramme des efforts tranchants.

### III.2.11. Ferrailage à l'ELU : Tenir compte dans le calcul du ferrailage des valeurs maximales des moments et des efforts tranchants.

Les moments maximaux aux appuis et entravés sont :

$$M_t^{\max} = 19.58 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 9.79 \text{ KN.m}$$

$$V_u^{\max} = 21.69 \text{ KN}$$

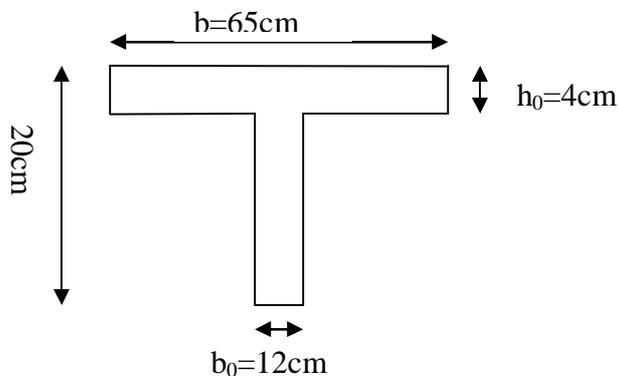


Figure III.14 : Section de la poutre en T

**a) Armature en travée :**

Le moment équilibré par la table de compression

$$M_t = bh_0 \times \sigma_{bc} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0.040 \times 0.65 \times 14.2 \times \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_t = 59.072 \text{ KN.m} > M_t^{\max} = 19.58 \text{ KN.m} \rightarrow$  l'axe neutre se localise au niveau de la table de compression, d'où la section se calcule comme une section rectangulaire (bxh)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{19.58 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.065 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.065 \rightarrow \beta = 0.966$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{19.58 \times 10^3}{0.966 \times 18 \times 348} = 3.235 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3.235 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

**b) Armatures aux appuis :**

Le calcul se fera comme pour une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ), puisque l'apport du béton tendu est négligé.

$$M_a^{\max} = 9.79 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{9.79 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.177 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.177 \rightarrow \beta = 0.901$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{9.79 \times 10^3}{0.901 \times 18 \times 348} = 1.734 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.734 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

**c) Calcul des armatures transversales :**

$$\phi \leq \min \left( \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{\max} \right) \quad (\text{Art 7.2.21/BAEL91})$$

$$\min \left( \frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 12 \right) = 5.71 \text{ mm} = 0.571 \text{ cm}$$

$$\phi \leq 0.571 \text{ cm} \quad \text{Soit : } \phi = 6 \text{ mm}$$

$$\text{On adopte : } 2\phi 6 \rightarrow A_t = 0.56 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de  $\phi 6$

**Espacement des armatures transversales :**

$$St \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = \min(16.2, 40) = 16.2 \text{ cm}$$

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

**III.2.12. Vérification à l'ELU :****a) Vérification au cisaillement:**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.15f_{c28}, 5\text{MPa}) \quad \text{«Fissuration non préjudiciable»}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.25\text{MPa}, 5\text{MPa}) = 3.75\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{21.69 \times 10^3}{120 \times 180} = 1.004\text{MPa}$$

$$\tau_u = 1.004\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.75\text{MPa} \quad \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

**b) Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23b_0 d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 12 \times 18 \frac{2.1}{400} = 0.26\text{cm}^2$$

**En travée :**

$$A_t = 3.39\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.26\text{cm}^2 \quad \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

**Aux appuis :**

$$A_a = 2.26\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.26\text{cm}^2 \quad \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

**c) Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art. A.6.13/BAEL91)**

On doit vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{21.69 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3 \times 3.14 \times 12} = 1.184\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.184\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa} \quad \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

**d) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)**

On doit vérifier que :  $V_u^{\max} \leq 0.4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  ; avec  $a = 0.9d$

$$V_u^{\max} \leq 0.4 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times 10^3 \times 25 / 1.5 = 129.6\text{KN.}$$

$$V_u^{\max} \leq 129.6\text{KN}$$

$$V_{u\max} = 21.69\text{KN} < 129.6\text{KN} \quad \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

**e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

On doit vérifier que :  $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_c} \left( V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d} \right)$

$$A_a = 2.26 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left( 21.69 - \frac{19.58}{0.9 \times 0.18} \right) = -2.85$$

$$A_a = 2.26 \geq -2.85 \quad \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

**f) Calcul des scellements droit : (BAEL91/ Art. A6.1.23)**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

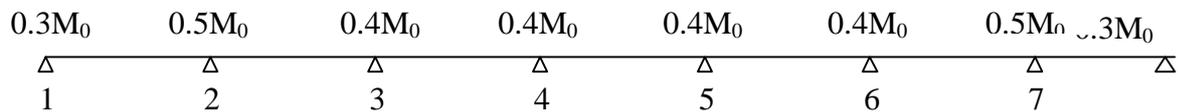
$$\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } l_s = \frac{400}{4 \times 2.835} \phi = 35.27 \phi$$

Soit un crochet de  $0.4l_s = 14.108 \square$ .

**IV. Calcul de la poutrelle à l'ELS:****IV.1. calcul des moments isostatiques :**

$$q_s = 6.89 \text{ KN/ml}$$



**Figure III.15 : moments sur appuis.**

$$M_{012} = M_{078} = Q_s \cdot L^2 / 8 = 6.89 \times (3.2)^2 / 8 = 8.81 \text{ KN.m}$$

$$M_{023} = M_{067} = Q_s \cdot L^2 / 8 = 6.89 \times (4)^2 / 8 = 13.78 \text{ KN.m}$$

$$M_{034} = M_{056} = Q_s \cdot L^2 / 8 = 6.89 \times (3.6)^2 / 8 = 11.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{045} = Q_s \cdot L^2 / 8 = 6.89 \times (3)^2 / 8 = 7.75 \text{ KN.m}$$

**IV.2. Calcul de Moments sur appuis:**

$$M_1 = M_8 = 0.3 M_{012} = 2.643 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_7 = 0.5 \max (M_{012}, M_{023}) = 6.89 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_6 = 0.4 \max (M_{023}, M_{034}) = 5.512 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = M_5 = 0.4 \max (M_{034}, M_{045}) = 4.464 \text{ KN.m}$$

**IV.3. calcul des efforts tranchants:**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_s L}{2}$$

$$T_e = T_w + q_s L$$

Avec  $T_w$ ,  $T_e$  respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
$M_w(\text{KN.m})$	2.643	6.89	5.512	4.464	4.464	5.512	6.89
$M_c(\text{KN.m})$	6.89	5.512	4.464	4.464	5.512	6.89	2.643
$T_w(\text{KN})$	-12.351	-13.435	-12.110	-10.335	-12.110	-13.435	-12.351
$T_c(\text{KN})$	9.697	14.125	12.694	10.335	12.694	14.125	9.697
$M_t(\text{KN.m})$	8.81	13.78	11.16	7.75	11.16	13.78	8.81

**IV.4. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :**

**a) diagramme des moments**

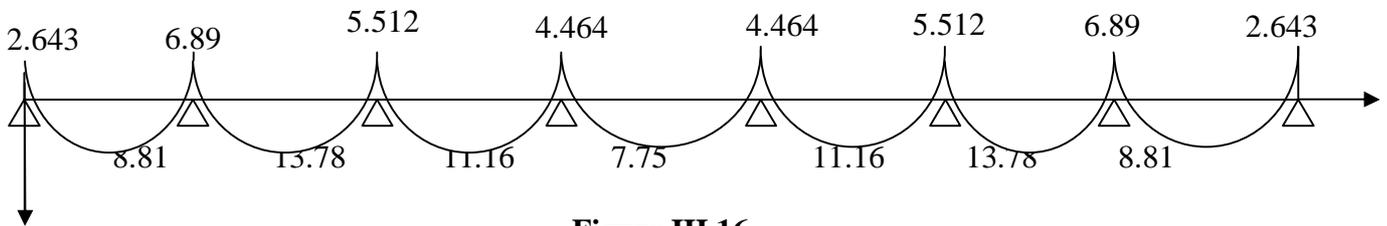


Figure III.16

**b) diagramme des efforts tranchants :**

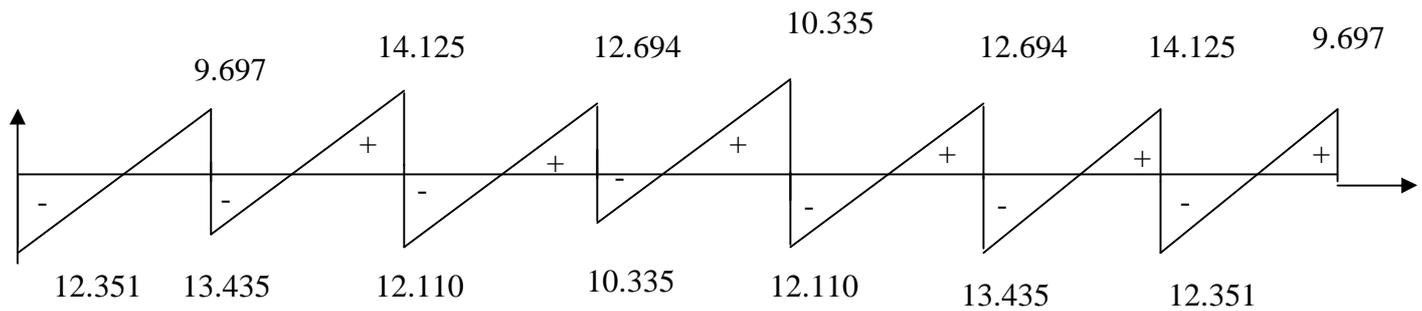


Figure III.17

**IV.5. Vérifications à L'ELS :****IV.5.1. Etat limite de la compression dans le béton :**

- en travée :

$$M_t^{\max} = 13.78 \text{KN.m}$$

**-contrainte dans les aciers :**

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 3.39}{18 \times 12} = 1.57$$

$$\rho_1 = 1.57 \rightarrow \beta_1 = 0.837 \rightarrow K = 0.064$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{9.184 \times 10^3}{0.837 \times 18 \times 3.39} = 179.82 \text{MPa} < \bar{\sigma} = 348 \text{MPa}$$

**- Contrainte de compression dans le béton :**

Il faut satisfaire la condition suivante :

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

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0.05 \times 179.82 = 8.991 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

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

- aux appuis :

$$M_a^{\max} = 6.89 \text{KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.26}{18 \times 12} = 1.046$$

$$\rho_1 = 1.046 \rightarrow \beta_1 = 0.858 \rightarrow K = 0.049$$

**- Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{6.89 \times 10^3}{0.858 \times 18 \times 2.26} = 197.401 \text{MPa} < 348 \text{MPa}$$

**- Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0.049 \times 197.401 = 9.672 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$$

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

**Conclusion :** La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

**IV.5.2. Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

La fissuration étant peu préjudiciable ; donc aucune vérification n'est nécessaire.

**IV.5.3. Etat limite de déformation : (BAEL91. AB68.4.24)**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment faible par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect fonctionnel de la structure.

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

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$2- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{F_e}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

M<sub>t</sub> : moment maximum de flexion.

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

$$1- \frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.05 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$2- \frac{h}{L} = 0.05 > \frac{6.89}{15 \times 13.78} = 0.033 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{3.39}{18 \times 12} = 0.01157 > \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

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

Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)

$$f_v = \frac{M_t^{ser} L^2}{10E_v I_f^v}$$

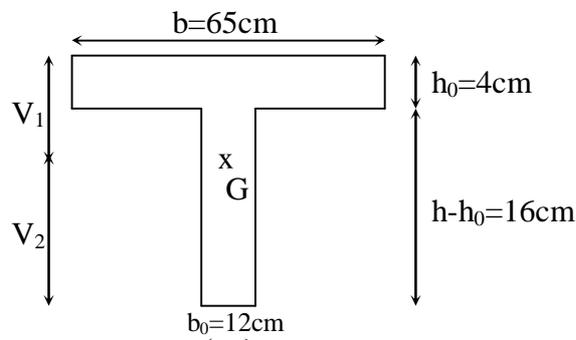


Figure III.18

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A_t$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 3.39 = 502.85\text{cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S/_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15A_t \cdot d$$

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 = 3739.3\text{cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.85} = 7.43\text{cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.43 = 12.56 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + \left( V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.43^3 + 12.56^3) + (65 - 12) \times 4 \left[ \frac{4^2}{12} + \left( 7.43 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 3.39 (12.56 - 2)^2$$

$$I_0 = 20537.5 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.016$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.016 \times \left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right)} = 1.02$$

$$\mu = \max \left( 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right) = \max \left( 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0157 \times 179.82 + 2.1}; 0 \right) = 0.325$$

$$I_f = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 20537.5}{1 + 1.02 \times 0.325} = 16966.8 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{9.184 \times (4.00)^2 10^7}{10 \times 10818.87 \times 16966.8} = 0.79 < \frac{L}{500} = 0.8 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{La flèche est vérifiée.}$$

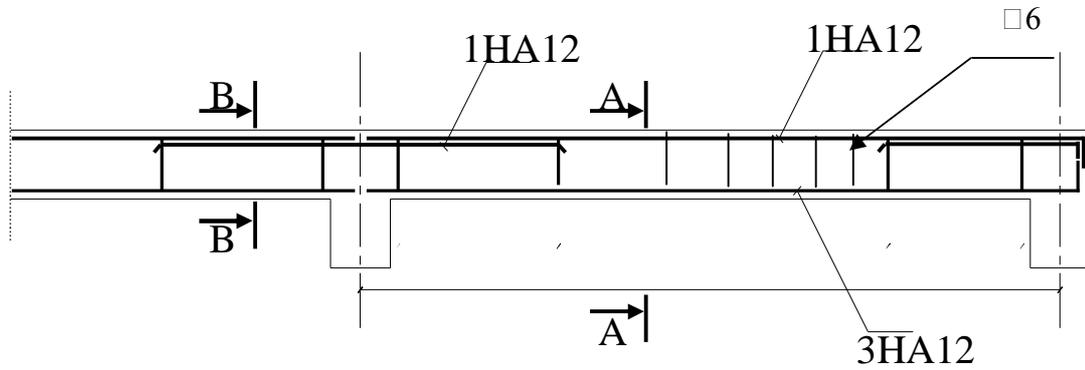
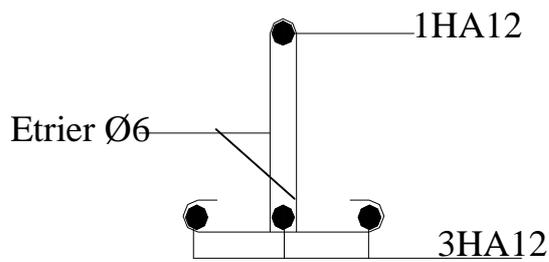
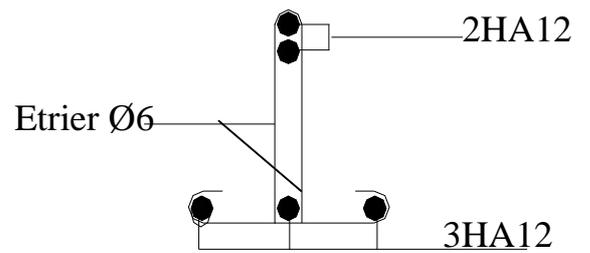


Figure III.19: Ferrailage de la poutrelle



Ferrailage en coupe A-A



Ferrailage en coupe B-B

Figure III.20

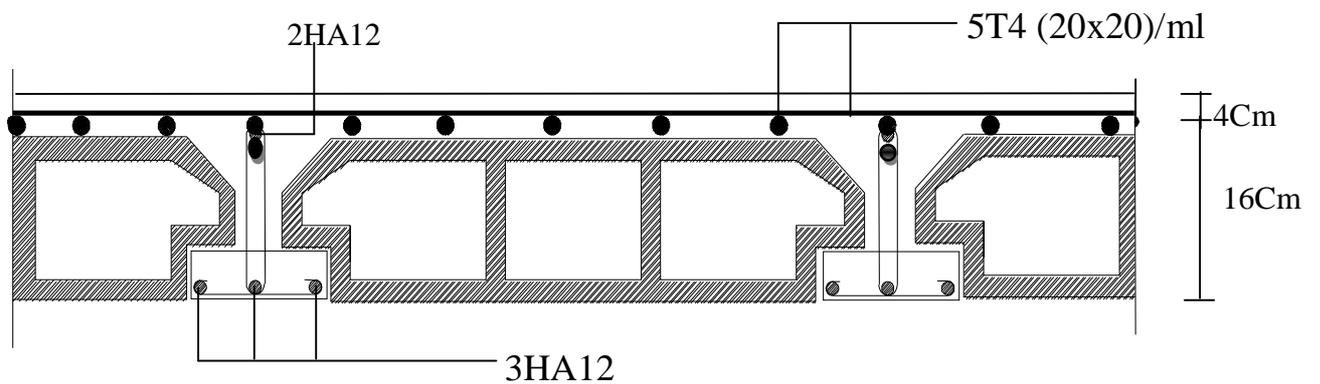
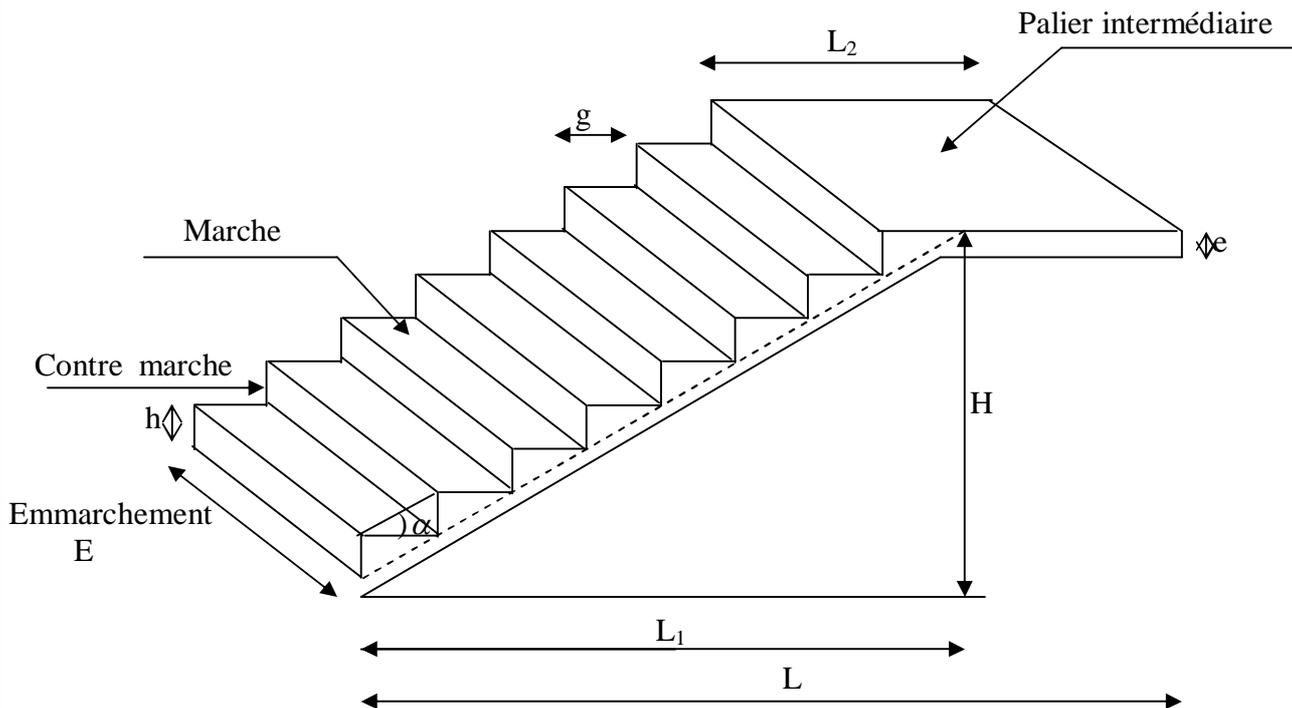


Figure III.21 : Plan de ferrailage du plancher

## Escaliers :

### I. Introduction :

L'escalier est l'élément de la structure permettant le passage d'un niveau à un autre en s'appuyant sur un ensemble de marches. La structure faisant l'objet d'étude comporte un seul type d'escalier à deux volées constituées de paliers intermédiaires et finals.



**Figure III.28 : Coupe verticale de l'escalier**

- La marche est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- La contre marche est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur  $h$  est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- Le giron  $g$  est la distance en plan séparant deux contre marches successives.
- La volée est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers, sa longueur projetée est  $L_1$ .
- La paillasse d'épaisseur  $e_p$ , est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- L'emmarchement  $E$  représente la largeur de la marche.
- le palier de longueur  $L_2$ , est l'élément intermédiaire entre deux volées  
 La montée  $H$  représente la différence de niveau entre deux paliers consécutifs

## II. Pré dimensionnement de l'escalier :

Les escaliers seront pré dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** en tenant compte des dimensions données sur le plan. Cette relation permet de dimensionner des marches et contremarches tout en gardant l'aspect pratique des escaliers.

**II.1. marches et contremarches :** Elles sont déterminées avec la formule suivante :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \quad [\text{cm}]$$

Avec :  $h$  : la hauteur de la contre marche  $14 \leq h \leq 18$  [cm].

$g$  : le giron  $28 \leq g \leq 32$  [cm].

On adopte :  $h=17\text{cm}$ .

## II.2. Le nombre de contremarches (n) est donné par :

$$n = H/h.$$

Pour l'étage courant  $H = 3.06\text{m}$ .

Alors :  $n = 3.06/0.17 = 18$ .

Comme l'étage courant comporte deux paillasse identiques, on aura alors 9 contremarches et 8 marches par volée.

## II.3. Calcul du giron :

Le giron «  $g$  » est donné par la formule suivante :  $g = L_1/n-1$ .

Avec:  $L_1=2.7\text{m}$ ,  $L_2=1.4\text{m}$

$$L_1 = 2.7\text{m} \Rightarrow g = 2.7/9 = 0.3\text{m} \Rightarrow \text{prendre : } g = 30\text{cm}.$$

### • Vérification de la relation de BLONDEL :

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 66\text{cm}$$

Donc la Condition de la relation de Blondel est vérifiée. .

## II.4. Pré dimensionnement de la paillasse :

Le palier et la paillasse auront la même épaisseur, ils prennent appuis sur la poutre palière :

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

$L$  : longueur projetée du palier et de la paillasse ;  $L=L_1+L_2=4.10\text{m}$

$$410/30 \leq e_p \leq 410/20 \Rightarrow 13.66 \leq e_p \leq 20.50$$

Soit  $e_p = 15\text{cm}$ .

Calcul de  $\alpha$  :  $\text{tg}\alpha = \frac{h}{g}$

$$\text{tg}\alpha = \frac{17}{30} = 0.567 \Rightarrow \alpha = 29.55^\circ$$

$$\text{Cos}\alpha = \frac{L_1}{L'} = 0.870 \Rightarrow L' = 310\text{cm}$$

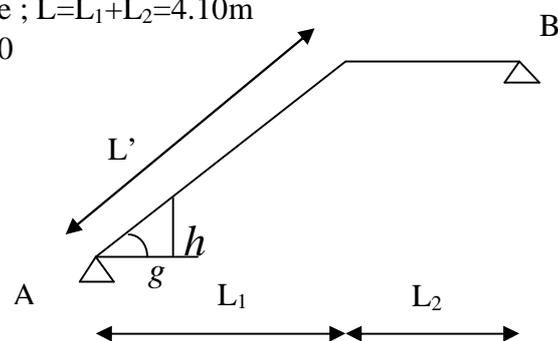


Figure III.29

**III. Détermination des charges et surcharges :**

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m de projection horizontale, considérant une poutre simplement appuyée aux endroits des deux paliers.

➤ **charges permanente :** Elles sont récapitulées dans les tableaux suivants :

**Paillasse :**

Eléments	Poids propre [KN/m <sup>2</sup> ]
Paillasse	$25 \times \frac{15}{\cos \alpha} = 4.31$
Marches	$25 \times \frac{0.17}{2} = 2.125$
Revêtement :	
Carrelage [2cm]	$22 \times 0.02 = 0.44$
Mortier de pose	$20 \times 0.02 = 0.40$
Garde corps	= 0.90
Lit de sable	$18 \times 0.02 = 0.36$
Enduit de ciment (2cm)	$18 \times 0.02 = 0.36$
<b>G<sub>ps</sub> = 8.895KN/m<sup>2</sup></b>	

**Palier :**

Eléments	Poids propre [KN/m <sup>2</sup> ]
Palier	$25 \times 0.15 = 3.75$
Revêtement :	
Carrelage [2cm]	$22 \times 0.02 = 0.44$
Mortier de pose	$20 \times 0.02 = 0.40$
Lit de sable	$18 \times 0.02 = 0.36$
Enduit de ciment (2cm)	$18 \times 0.02 = 0.36$
<b>G<sub>pl</sub> = 5.31KN/m<sup>2</sup></b>	

**Mur de façade :**  $G_{mr} = (0.9 \times 2) + (0.36 \times 2) = 2.52$

$G_{mr} = 2.52 \times 2.91 = 7.33 \text{kn/ml.}$

➤ **Charges d'exploitation**

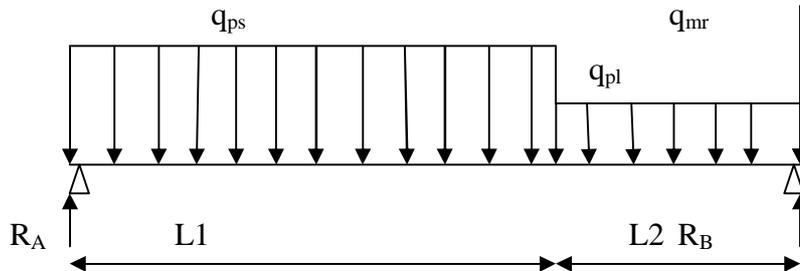
- Palier : **Q<sub>pl</sub> = 2.5KN/ml**
- Paillasse : **Q<sub>ps</sub> = 2.5KN/ml**

**IV. Calcul à l'ELU:**

**IV.1 : Calcul des sollicitations :**

**Combinaisons des charges :**

- paillasse  $q_{ps} = [1.35 \times 8.895 + 1.5 \times 2.5] \times 1 = 15.75 \text{ KN/ml}$
- palier  $q_{pl} = [1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 2.5] \times 1 = 10.91 \text{ KN/ml}$
- Mur de façade :  $q_{mr} = 1.35 \times 7.33 = 9.89 \text{ kn}$



**Figure III.30 : Schéma de chargement à l'ELU.  
Calcul des réactions d'appuis**

$$\begin{aligned} \Sigma F_x &= 0 \\ \Sigma F_y &= 0 \\ \Rightarrow R_A + R_B &= 15.75 \times 2.7 + 10.91 \times 1.4 + 9.89 \end{aligned}$$

$$R_A + R_B = 67.70 \text{ KN}$$

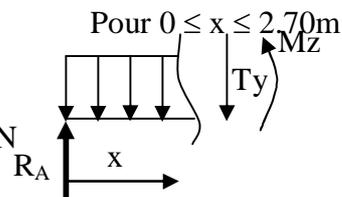
$$\Sigma M_A = 0$$

$$\Rightarrow 4.10 R_B = 10.91 \times 1.40 \times 3.40 + 15.75 \times 2.70 \times 1.35 + 9.89 \times 4.10 \Rightarrow R_B = 36.56 \text{ KN}$$

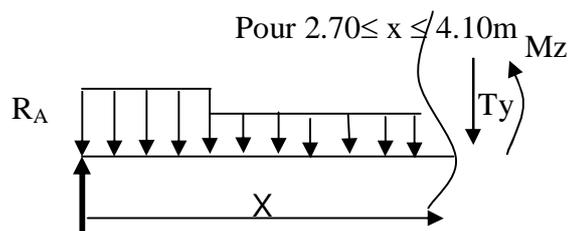
Ce qui donne  $R_A = 31.15 \text{ KN}$

**Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants :**

- $Ty = R_A - q_{ps}x$   
 $X = 0 \rightarrow Ty = R_A = 31.15 \text{ KN}$   
 $X = 2.70\text{m} \rightarrow Ty = 31.15 - 15.75 \times 2.70 = -11.375 \text{ KN}$   
 $M_Z = R_A x - q_{ps} x^2 / 2$   
 $X = 0 \rightarrow M_Z = 0$   
 $X = 2.70\text{m} \rightarrow M_Z = 26.70 \text{ KN.m}$



- $Ty = R_A - q_{ps} \times 2.70 - q_{pl} (x - 2.70)$   
 $X = 2.70 \rightarrow Ty = -11.37 \text{ KN}$   
 $X = 4.10 \rightarrow Ty = -26.64 \text{ KN}$



$$M_Z = R_A x - (q_{ps} \times 2.70)(x - 1.35) - q_{pl} \frac{(x - 2.70)^2}{2}$$

$$X = 2.70 \rightarrow M_Z = 26.70 \text{ KN.m}$$

$$X = 4.10 \rightarrow M_Z = 0 \text{ KN.m}$$

• Calcul de  $M_{\max}$ :

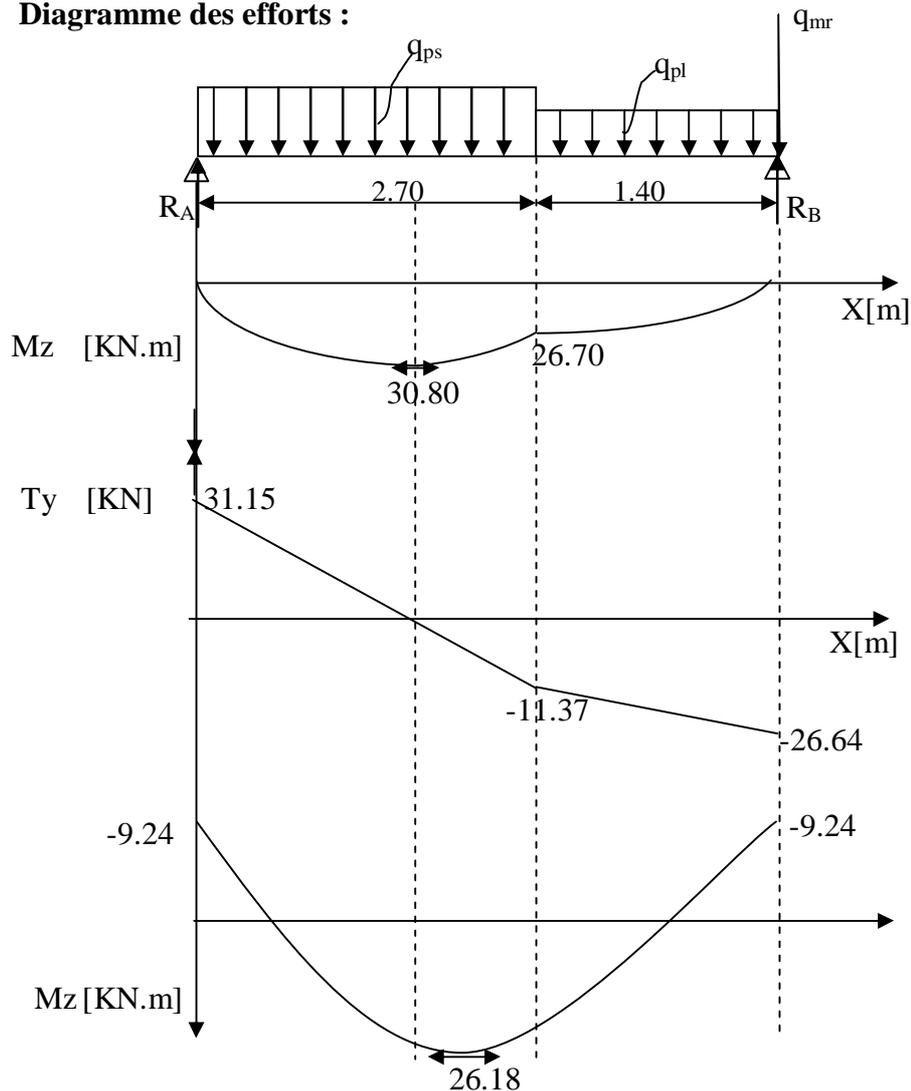
$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \rightarrow T_y = 0 \rightarrow x = \frac{31.15}{15.75} = 1.97 \text{ m}$$

Le moment  $M_Z(x)$  est maximal pour la valeur de  $x=1.97 \text{ m}$  d'où  $M_Z^{\max} = 30.80 \text{ KNm}$   
 $M_0 = M_Z^{\max} = 30.80 \text{ KNm}$

**Remarque :** pour tenir compte du semi encastrement aux extrémités, on affectera le moment max par des coefficients de valeur égales à :

- Aux appuis :  $M_a = -0.3 \times M_Z^{\max} = -9.24 \text{ KNm}$
- En travée :  $M_t = 0.85 \times M_Z^{\max} = 26.18 \text{ KNm}$

a) Diagramme des efforts :



**IV.2: Calcul des armatures:**

**IV.2.1. Armatures principales :**

a) **En travée**  $\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{26.18 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.110 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$

$\mu = 0.110 \rightarrow \beta = 0.942$

$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{26.18 \times 10^6}{0.942 \times 130 \times 348} = 6.15 \text{ cm}^2$

Soit 7HA12 = 7.92 cm<sup>2</sup>/ml  
Avec un espacement de 15cm

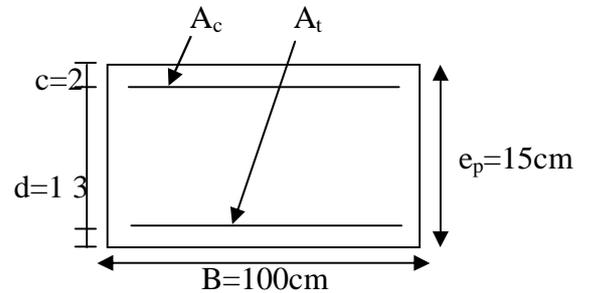
**b) Aux appuis**

$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9.24 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.038 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$

$\mu = 0.038 \rightarrow \beta = 0.981$

$A_a = \frac{9.24 \times 10^6}{0.981 \times 130 \times 348} = 2.08 \text{ cm}^2$  soit 5HA8 = 2.51 cm<sup>2</sup>/ml.

Avec un espacement de 20cm.



**Figure III.31**

**IV.2.2. Armatures de répartition:**

a) En travée :  $A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$  soit 5HA8 = 2.51 cm<sup>2</sup>/ml.

b) Aux appuis:  $A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.627 \text{ cm}^2$  soit 5HA8 = 2.51 cm<sup>2</sup>/ml.

Avec un espacement de 20cm.

**V. Vérifications à l'ELU :**

**V.1. condition de non fragilité : Art.4.2,1 BAEL91.**

$A_{min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2.$

**-En travée :**  $A_t = 7.92 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée.

**-Aux appuis :**  $A_a = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée.

**V.2. Ecartement des barres: (Art A.8.2.42 /BAEL91)**

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs limites suivantes :

**-Armatures principales :**  $e \leq \min (3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$

Travée :	$e = 15 \text{ cm}$	} < 33cm $\Rightarrow$ condition vérifiée.
Appuis :	$e = 20 \text{ cm}$	

**-Armatures de répartition:**  $e \leq \min (4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}.$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée : } e = 20 \text{ cm} \\ \text{Appuis : } e = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} < 45\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

### V.3. Vérification de l'effort tranchant :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

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

Il faut vérifier la section la plus sollicitée par l'effort tranchant maximal.

Dans notre cas  $V_U^{\max}(x) = 31.15 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = \frac{31.15 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.239 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### V.4. Vérification de la condition d'adhérence : (Art .A.6.13 / BAEL 91).

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \sum U_i = 7 \times \pi \times 12$$

$$\tau_{se} = \frac{31.15 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 7 \times 3.14 \times 12} = 1.009 \text{ MPa}$$

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

Avec :

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement relatif à une armature.

$\Psi_s = 1.5$  pour hauts adhérence.

$\tau_{se}$  : Contrainte d'adhérence à l'ELU.

$\bar{\tau}_{se}$  : Contrainte limite d'adhérence à l'ELU.

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

$\Phi$  : Diamètre d'une barre

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

**V.5. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

- **Influence sur le béton :** On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} < \frac{0.4 f_{c28} \times 0.9 b d}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 2500 \times 0.9 \times 13 \times 100}{1.5} = 780 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} = 31.15 \text{ KN} < 780 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifié.}$$

- **Influence sur les armatures longitudinales inférieures :** On doit vérifier que :

$$A_a \geq \left[ \frac{1.15}{f_e} \left( V_u^{\max} + \frac{Ma}{0.9d} \right) \right] \quad \text{avec } Ma = -9.24 \text{ KN.m}$$

$$A_a \geq \left[ \frac{1.15 \times 10}{400} \left( 31.15 - \frac{9.24 \times 10^2}{0.9 \times 13} \right) \right] = -1.374 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_a = 2.51 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

**V.6. Ancrage des barres :**

Longueur de scellement droit (BAEL 91 / Art A.6.1.2.2).

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s} \quad \text{avec : } \tau_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm.} \quad \rightarrow \quad \text{soit } L_s = 45 \text{ cm.}$$

**VI. Calcul à l'ELS :****VI.1. Combinaison de charges :**

$$q'_{ps} = G_{ps} + Q_{ps} = 8.895 + 2.5 = 11.395 \text{ KN/ml}$$

$$q'_{pl} = G_{pl} + Q_{pl} = 5.31 + 2.5 = 7.82 \text{ KN/ml}$$

$$q_{mr} = 7.33 \text{ kn}$$

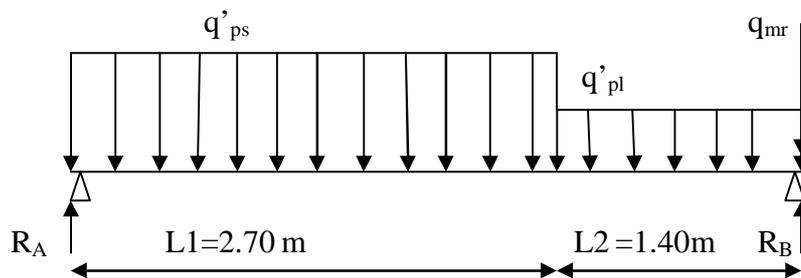


Figure III.32 : Schéma statique de calcul à l'ELS.

**VI.2. Réaction d'appuis :**

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 11.395 \times 2.70 + 7.82 \times 1.40 + 7.33$$

$$R_A + R_B = 49.04 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_A = 0$$

$$\Rightarrow 4.10 R_B = 7.82 \times 1.40 \times 3.40 + 11.395 \times 2.70 \times 1.35 + 7.33 \times 4.10 \Rightarrow R_B = 26.53 \text{ KN}$$

$$\text{Ce qui donne } R_A = 22.51 \text{ KN}$$

**VI.3. Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants :**

- $$T_y = R_A - q'_{ps} x$$

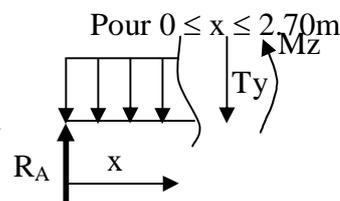
$$X = 0 \rightarrow T_y = R_A = 22.51 \text{ KN}$$

$$X = 2.70 \text{ m} \rightarrow T_y = 22.51 - 11.395 \times 2.70 = -8.25 \text{ KN}$$

$$M_Z = R_A x - q'_{ps} \frac{x^2}{2}$$

$$X = 0 \rightarrow M_Z = 0$$

$$X = 2.70 \text{ m} \rightarrow M_Z = 19.24 \text{ KNm}$$



- $$T_y = R_A - q'_{ps} \times 2.70 - q'_{pl} (x - 2.70)$$

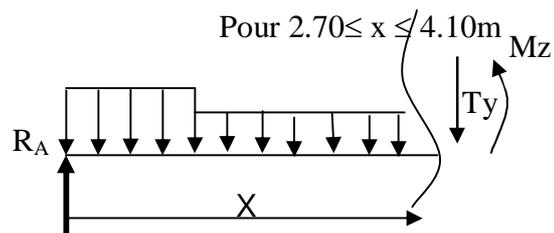
$$X = 2.70 \rightarrow T_y = -8.25 \text{ KN}$$

$$X = 4.10 \rightarrow T_y = -19.20 \text{ KN}$$

$$M_Z = R_A x - (q'_{ps} \times 2.70) (x - 1.35) - q'_{pl} \frac{(x - 2.70)^2}{2}$$

$$X = 2.70 \rightarrow M_Z = 19.24 \text{ KNm}$$

$$X = 4.10 \rightarrow M_Z = 0 \text{ KNm}$$



- Calcul de  $M_{\max}$ :**

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \rightarrow T_y = 0 \rightarrow x = \frac{22.51}{11.395} = 1.97 \text{ m}$$

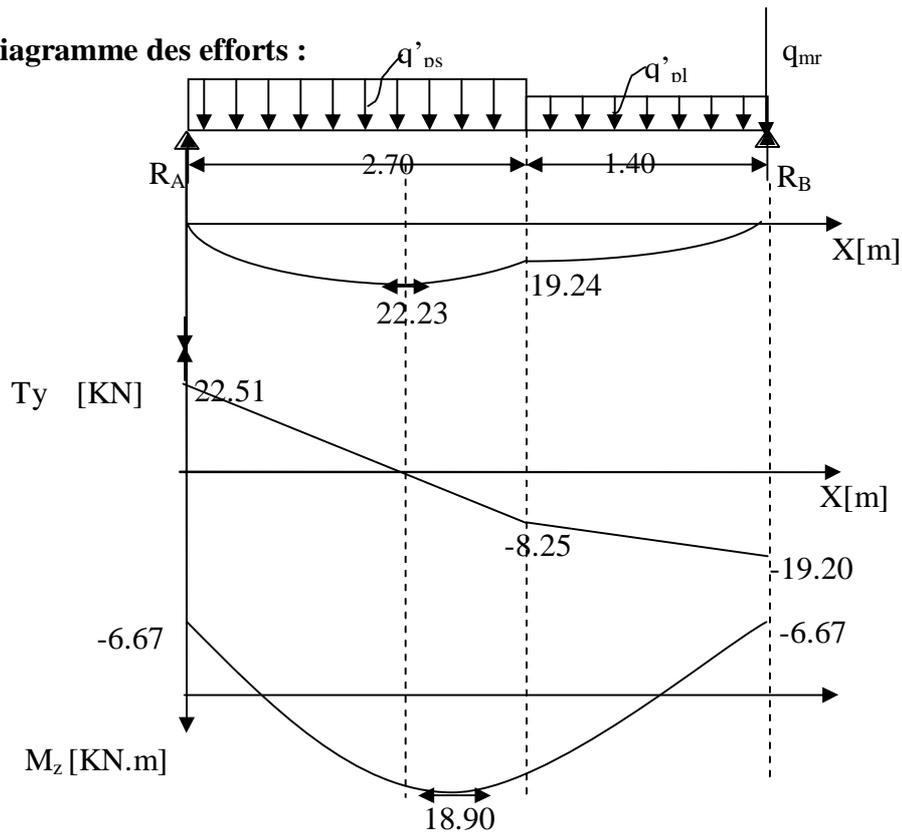
Le moment  $M_Z(x)$  est maximal pour la valeur de  $x = 1.97 \text{ m}$  d'où  $M_Z^{\max} = 22.23 \text{ KNm}$

$$M_0 = M_Z^{\max} = 22.23 \text{ KNm}$$

$$\text{Aux appuis : } M_{sa} = -0.3 \times M_Z^{\max} = -6.67 \text{ KNm}$$

$$\text{En travée : } M_{st} = 0.85 \times M_Z^{\max} = 18.90 \text{ KNm}$$

**VI.4. Diagramme des efforts :**



**VII. Vérification à l'ELS:**

**VII.1. Etat limite d'ouvertures des fissures :**

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire ; alors la section est justifiée vis avis des ouvertures des fissures.

**VII.2. Etat limite de compression dans le béton :**

on doit vérifier que :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ .

- **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13} = 0.193$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.933 \Rightarrow \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0.201 \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.0167$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{6.67 \times 10^6}{0.933 \times 130 \times 201} = 273.592 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0.0158 \times 273.592 = 4.32 < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.434$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.899 \Rightarrow \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0.303 \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.029$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{18.90 \times 10^6}{0.899 \times 130 \times 565} = 286.22 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0.029 \times 286.22 = 8.30 < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### VII.3. Etat limite de déformation : [BAEL 91 Art B.6.5.3]

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{410} = 0.0365 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{410} = 0.0365 \leq \frac{22.23}{10(18.90)} = 0.11 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est nécessaire.

**Remarque :** La flèche développée doit être inférieure à la flèche admissible, ceci pour ne pas nuire à l'aspect fonctionnel des escaliers.

#### a) Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\text{Avec : } q_s = \max(q'_{ps} ; q'_{pl}) = \max(11.395; 7.82) = 11.395 \text{ KN/mL}$$

$E_v$  : 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

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

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

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

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

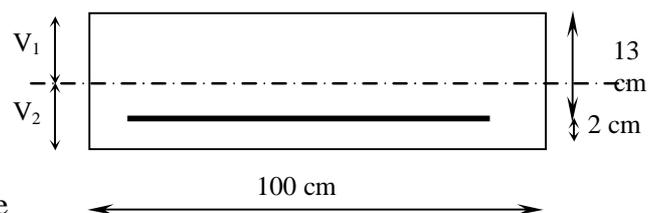


Figure III.33

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (15)^2}{2} + (15 \times 5.65 \times 13) = 12351.75 \text{ cm}^3$$

$B_0$  : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 15) + (15 \times 5.65) = 1584.75 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{12351.75}{1584.75} = 7.79 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 15 - 7.79 = 7.21 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times (7.79)^3 + (7.21)^3 + 15 \times 5.65 \times (7.21 - 2)^2$$

$$I = 41551.61 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10.826 \times 10^3 \times (3.95)^4}{10818.86 \times 10^6 \times 41551.61 \times 10^{-8}} = 0.77 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{410}{500} = 0.82 \text{ cm}$$

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

**Remarque :** Le plan de ferrailage de l'escalier est représenté dans les plans de ferrailage des éléments.

### Poutre palière :

**I. Introduction :** Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à reprendre son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, elle est considérée semi encastré à ces extrémités dans les poteaux, sa portée maximale est de 2.70m.

#### II. pré dimensionnement :

- **Hauteur de la poutre :**

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{270}{15} \leq h_t \leq \frac{270}{10} \Rightarrow 18\text{cm} \leq h_t \leq 27\text{cm}.$$

On opte pour  $h_t = 30\text{cm}$  → art :7.5.1 (RPA) :  $h \geq 30\text{ cm}$

- **La largeur :**

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}.$$

Selon le RPA 2003,  $b \geq 25\text{cm}$  et  $\frac{h}{b} = \frac{30}{25} = 1.2 \leq 4$

Donc la poutre aura pour dimension  $b \times h = 25 \times 30\text{cm}^2$

#### III. Charges revenant à la poutre :

Poids propre de la poutre :  $G_p = 0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.875\text{KN/ml}$

La poutre palière supporte le poids du mur de façade de 2.66m de hauteur :

Poids du mur →  $G_{\text{mur}} = p_{\text{mur}} \times h_0$

tel que  $h_0$  : hauteur libre d'étage.

$$G_{\text{mur}} = 2.52 \times 2.66 = 6.70\text{KN/ml}.$$

$$G = G_{\text{mur}} + G_p = (6.70 + 1.875) = 8.575\text{ KN/ml}.$$

L'effort tranchant a l'appui B :

$$\text{ELU} : T_u = 42.19\text{KN}$$

$$\text{ELS} : T_s = 31.25\text{KN}$$

#### IV. Calcul à L'ELU :

##### IV.1. Calcul du moment et de l'effort tranchant :

le calcul se fera pour 1ml de longueur.

$$Q_u = 1.35G + \frac{2T_u}{L} = 1.35 \times 8.575 + \frac{2 \times 42.19}{2.70\text{ ml}} = 42.828\text{KN/ml}.$$

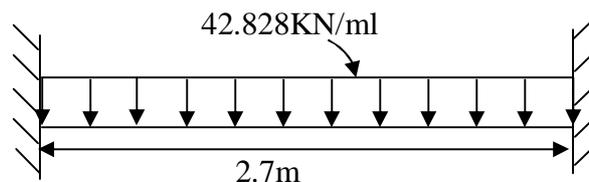


Figure III.34 : Schéma statique de la poutre palière

Moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{42.828 \times 2.7^2}{8} = 39.02 \text{KN.m}$

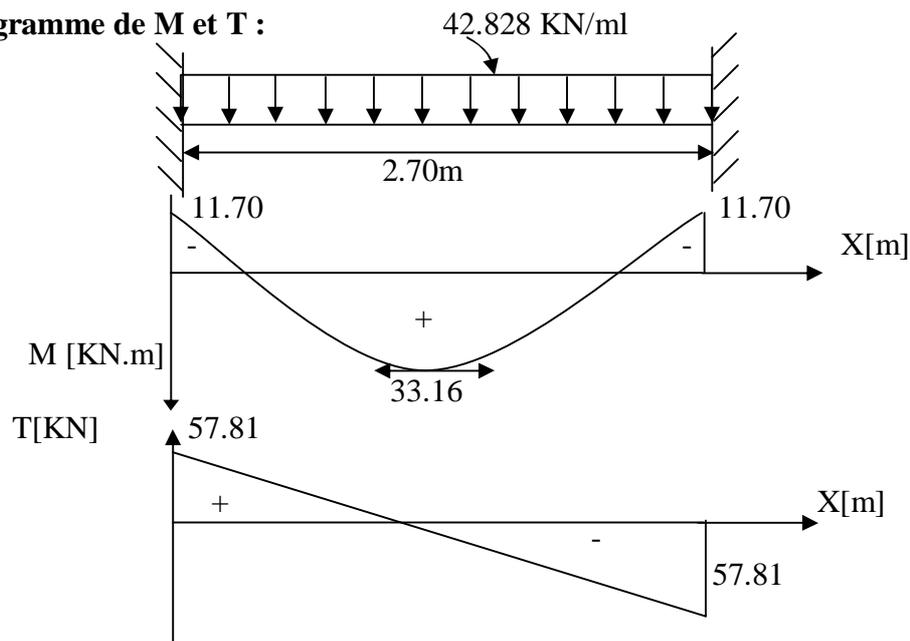
L'effort tranchant :  $T_u^{\max} = \frac{q_u L}{2} = \frac{42.828 \times 2.7}{2} = 57.81 \text{KN.}$

Pour tenir compte de semi encastrement, on affecte  $M_0$  par des coefficients numérateurs, on aura donc les valeurs suivantes :

$M_a = (-0.3) M_0 = -11.70 \text{KN.m}$

$M_t = (0.85) M_0 = 33.16 \text{KN.m}$

**IV.2. Diagramme de M et T :**



**Diagramme des efforts internes**

**IV.3. Ferrailage :**

- **En travée :**

$u_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{33.16 \times 10^6}{250 \times (270)^2 \times 14.2} = 0.128$

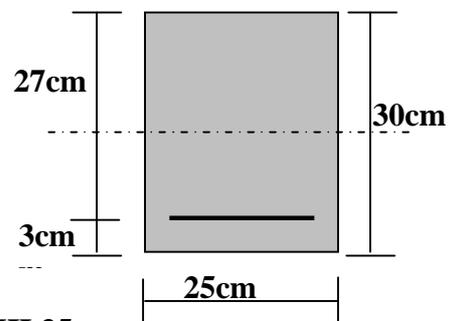
$u_b < u_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$

$u_b = 0.128 \Rightarrow \beta = 0.931$

$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{33.16 \times 10^3}{0.931 \times 27 \times 348} = 3.80 \text{cm}^2$

Soit  $A_t = 2\text{HA}14 + 1\text{HA}12 = 4.21 \text{cm}^2$ .

- **Aux appuis :**



**Figure III.35**

$$u_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11.70 \times 10^6}{250 \times (270)^2 \times 14.2} = 0.045$$

$$u_b = 0.045 < u_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$u_b = 0.045 \Rightarrow \beta = 0.976$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11.70 \times 10^3}{0.976 \times 27 \times 348} = 1.28 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_a = 3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2$

## V. Vérifications :

### V.1. Condition de non fragilité : (BAEL91/Art4.2.1)

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.81 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4.21 \text{ cm}^2 > 0.53 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_a = 1.5 > 2.35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### V.2. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{57.81 \times 10^3}{250 \times 270} = 0.85 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### V.3. Vérification de l'adhérence aux appuis :

On doit vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = \sum n\pi\Phi = 3.14(2 \times 14 + 12) = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{57.81 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 125.6} = 1.89 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifié.}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

### V.4. Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\Phi f_c}{4\bar{\tau}_s}, \text{ avec } \bar{\tau}_s = 0.6\psi^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{14 \times 400}{4 \times 2.835} = 493.83 \text{ mm} = 49.383 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Soit } L_s = 50 \text{ cm.}$$

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un crochet normale, d'après le BAEL91 (art : a.6.1, 253) ; la longueur nécessaire pour les aciers HA est :

$$\rightarrow 0.4L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

Soit un crochet de 20cm.

**V.5. les armatures transversales :**

$$\varphi_t = \frac{\varphi}{3} = \frac{14}{3} = 4.667\text{mm} \quad \text{On prend } \varphi_t = 8\text{mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8.

**a) Vérification du diamètre des armatures transversales :**

$$\varphi_t \leq \min\left(\varphi_i \frac{b}{10}, \frac{h}{35}\right) = \min(1.4 ; 2.5 ; 0.857)\text{cm}$$

$$\varphi_t = 8\text{mm} < 8.57\text{mm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**b) Espacement des armatures transversales :**

D'après le RPA2003 Art (7,5.2.2) on obtient ce qui suit :

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi, 30\right) = \min\left(\frac{30}{4}, 12 \times 14, 30\right) = 7.5\text{cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 5\text{cm}$$

- **En dehors de la zone nodale :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15\text{cm}, \text{ Soit : } S_t = 10\text{cm}.$$

**VI. Etat limite de service L'ELS :****VI.1. Calcul des moments et de l'effort tranchant**

$$Q_s = G + \frac{T_s}{L} = 8.575 + \frac{31.25}{2.70\text{ml}} = 20.15\text{KN/ml}$$

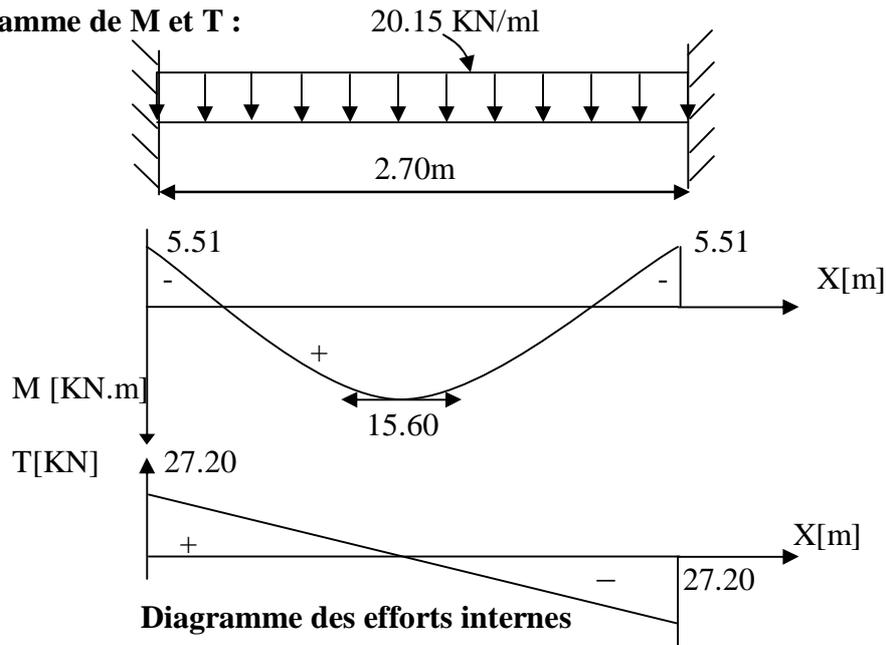
$$\text{Moment isostatique : } M_{os} = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{20.15 \times (2.70)^2}{8} = 18.36\text{KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T_s^{\max} = \frac{q_s L}{2} = \frac{20.15 \times 2.70}{2} = 27.20\text{KN}$$

Tenant compte du semi encastrement on aura :

$$M_{sa} = (-0.3) \times M_{os} = -5.51\text{KN.m} \quad M_{St} = (0.85) \times M_{os} = 15.60\text{KN}.$$

## VI.2. Diagramme de M et T :



## IV.3. Vérification des contraintes:

## IV.3.1. Etat limite de compression dans le béton :

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

➤ Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 27} = 0.348 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 39.35 \\ \beta_1 = 0.908 \end{cases}$$

• La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{5.51 \times 10^6}{0.908 \times 270 \times 2.35 \times 10^2} = 95.63\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0.025 \times 95.63 = 2.390 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 4.21}{25 \times 27} = 0.623 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 27.73 \\ \beta_1 = 0.883 \end{cases}$$

• La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{15.60 \times 10^3}{0.883 \times 27 \times 4.21} = 155.42\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0.036 \times 155.42 = 5.595 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## IV.3.2. Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{270} = 0.111 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{St}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{30}{270} = 0.111 > \frac{15.60}{10(18.36)} = 0.085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.21}{25 \times 27} = 0.0062 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

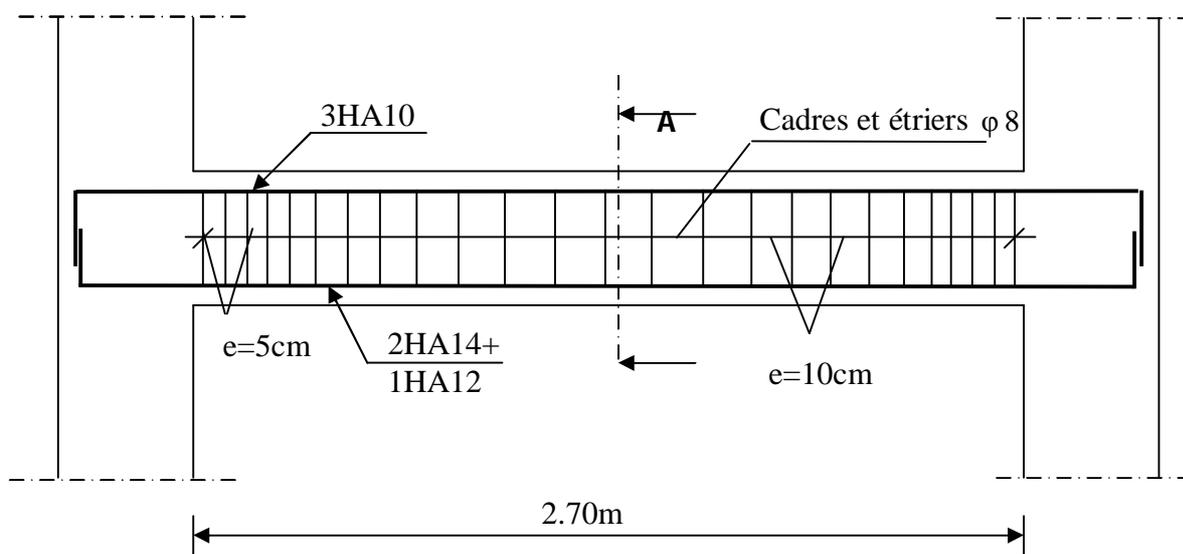


Figure III.36 : Plan de ferrailage de la poutre palière.

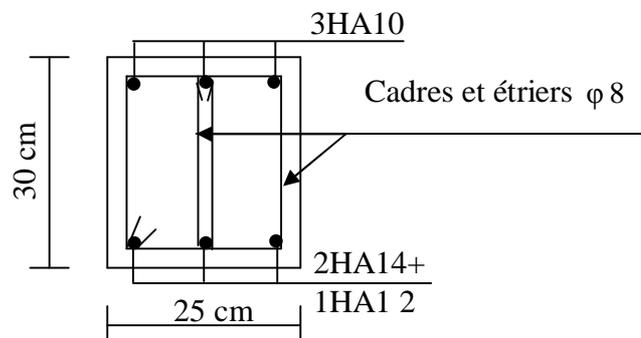


Figure III.37 : Coupe A-A

## Salle machine :

### I.1.Introduction :

La structure comporte une cage d'ascenseur avec une vitesse d'entraînement  $V=1\text{m/s}$ , de surface égale à  $(2.00 \times 1.40 = 2.80\text{m}^2)$  pouvant charger huit personnes. La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9 Tonnes (90kn).

La dalle repose sur 04 appuis, elle est soumise à une charge localisée centrée au milieu du panneau, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens :

$$M_{x1} = q(M_1 + v \cdot M_2)$$

$$M_{y1} = q(M_2 + v \cdot M_1)$$

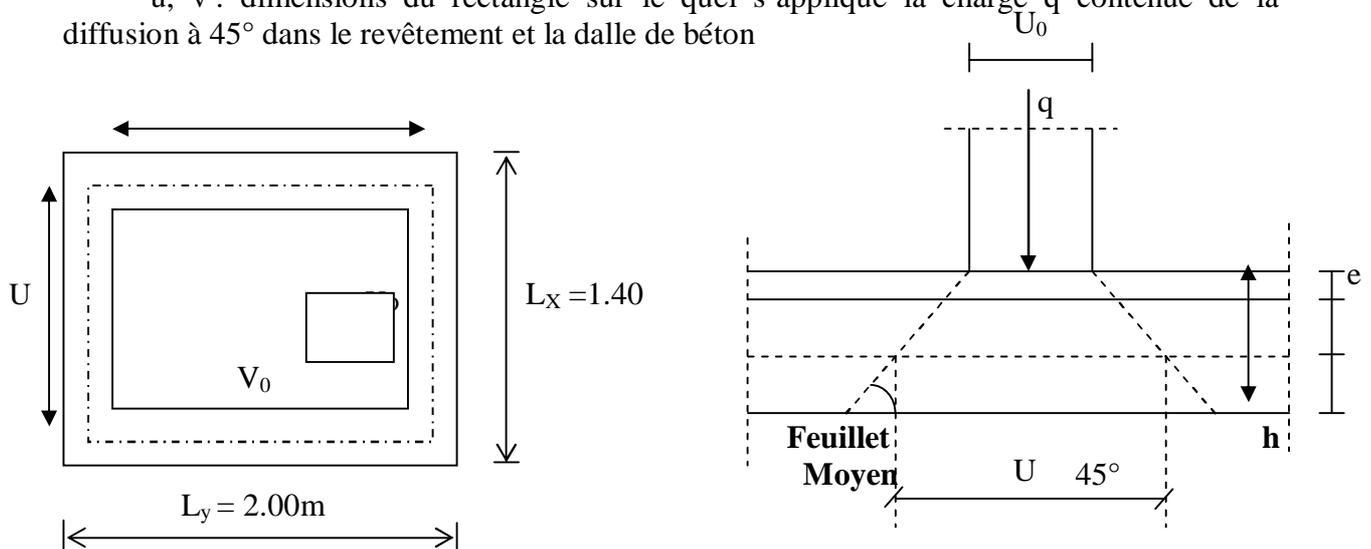
$v$  : Coefficient de Poisson

Avec :  $M_1, M_2$  : Valeurs données par les abaques de PIGEAUD en fonction des rapports

suivants  $\rho = \frac{L_x}{L_y}, \frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y}$

$q$ : charge totale appliquée sur un rectangle centré.

$u, v$  : dimensions du rectangle sur le quel s'applique la charge  $q$  contenue de la diffusion à  $45^\circ$  dans le revêtement et la dalle de béton



**Figure III.39 : Schéma de la salle machine**

$$u = u_0 + k \cdot e + h_0$$

$$v = v_0 + k \cdot e + h_0$$

Avec :  $h_0$  : épaisseur de la dalle ( $h_0 = 15 \text{ cm}$ ).

$e$ . épaisseur du revêtement ( $e=5\text{cm}$ ).

$K$  : coefficient pris égale à 2, car le revêtement est aussi solide que le béton.

$u_0, v_0$  : côtés du rectangle dans lequel la charge est centrée ( $u_0=v_0= 80\text{cm}$ ).

D'où:  $u = 75 + 2 \times 5 + 15 = 100 \text{ cm.}$   
 $v = 75 + 2 \times 5 + 15 = 100 \text{ cm.}$

### I.2. Calcul des efforts :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{140}{200} = 0.70 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{100}{140} = 0.70 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{100}{200} = 0.50 \end{array} \right. \quad 0.4 \leq \rho \leq 1 \quad \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

A partir des abaques de PIGEAUD, nous aurons :

$$M_1 = 0.093.$$

$$M_2 = 0.054.$$

- **Calcul des moments  $M_{x1}$ ,  $M_{y1}$  du système de levage :**

A l'ELU :  $V = 0 \Rightarrow M_{x1} = q_u M_1$

$$M_{x2} = q_u M_2$$

Avec :  $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 90 + 1.5 \times 0 = 121.5 \text{ KN/ml.}$

D'où :  $M_{x1} = 121.5 \times 0.093 = 11.30 \text{ KN.m.}$

$$M_{x2} = 121.5 \times 0.054 = 6.56 \text{ KN.m.}$$

- **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :**

$$M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

Avec :  $\mu_x, \mu_y$  : coefficients donnés en fonction de  $\rho$ .

$$\mu_x = 0.0683.$$

$$\mu_y = 0.436.$$

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q.$$

Poids de la dalle :  $G = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.05 = 4.85 \text{ KN/m}^2.$

$$Q = 1.00 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = (1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1.00) \times 1 \text{ m} = 8.0475 \text{ KN/ml.}$$

d'où:  $M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2 = 1.077 \text{ KN.m}$

$$M_{y2} = \mu_y M_{ox2} = 0.469 \text{ KN.m.}$$

- **Superposition des moments :**

$$M_{ox} = M_{ox1} + M_{ox2} = 11.30 + 1.077 = 12.377 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = M_{oy1} + M_{oy2} = 10.084 + 1.205 = 11.289 \text{ KN.m.}$$

**Remarque:** Afin de tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0.85 et 0.3 aux appuis.

**Moment en travée :**  $M_t = 0.85 M$

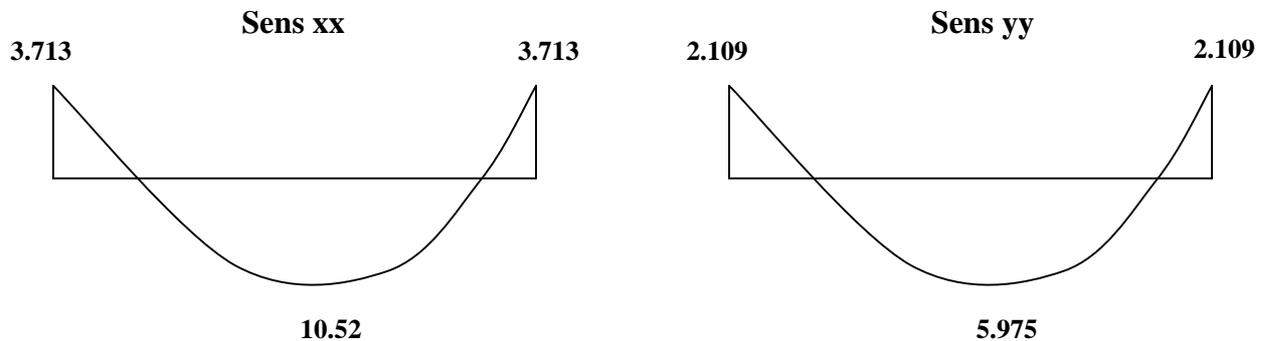
$$M_{xt} = 0.85 M_{ox} = 10.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0.85 M_{oy} = 9.595 \text{ KN.m}$$

**Moment aux appuis :  $M_a = -0.3M$**

$$M_{xa} = -0.3M_{0x} = -3.713 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = -0.3M_{0y} = -2.109 \text{ KN.m}$$



**Figure III.40 : Les moments dans les 02sens**

## II. Calcul de la section d'armature :

### II.1. Sens x-x :

- En travée :

$$\text{Calcul du moment réduit : } \mu_b = \frac{M_{x't}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10.52 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0043$$

On a :  $\mu_b = 0.0043 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{(SSA)}$

$$\mu_b = 0.0043 \Rightarrow \beta = 0.978$$

$$A_t = \frac{M_{x't}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{10.52 \cdot 10^3}{0.978 \times 13 \times 348} = 2.37 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_t = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

- Aux appuis :

$$\text{Calcul du moment réduit : } \mu_b = \frac{M_{xa}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.713 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.015$$

On a :  $\mu_b = 0.015 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{(SSA)}$

$$\mu_b = 0.015 \Rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_a = \frac{M_{xa}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{3.713 \times 10^3}{0.992 \times 13 \times 348} = 0.827 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

### II.1. Sens y-y :

- En travée :

$$\text{Calcul du moment réduit } \mu_b = \frac{M_{yt}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5.975 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.024$$

On a :  $\mu_b = 0.024 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$

$$\mu_b = 0.024 \Rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_t = \frac{M_{xt}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{5.975 \times 10^3}{0.988 \times 13 \times 348} = 1.33 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_t = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

• **Aux appuis :**

$$\text{Calcul du moment réduit : } \mu_b = \frac{M_{ya}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.109 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0087$$

On a :  $\mu_b = 0.0087 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$

$$\mu_b = 0.0087 \Rightarrow \beta = 0.996$$

$$A_a = \frac{M_{ya}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{2.109 \times 10^3}{0.996 \times 13 \times 348} = 0.468 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

### III. Vérification à l'ELU :

#### III.1. Diamètre minimaux des barres :

Il faut vérifier la condition suivante :  $\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10}$

$$\phi_{\max} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

Or :  $\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \Rightarrow$  condition vérifiée.

#### III.2. Ecartement des barres (Art A82.42, BAEL91) :

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à une charge répartie doit être :

Armatures // à  $l_x$  :  $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$

$25 < 33 \text{ cm} \Rightarrow$  la condition est vérifiée.

Armatures // à  $l_y$  :  $S_t = 25 \text{ cm} < (4h, 45 \text{ cm})$ .

$25 < 45 \text{ cm} \Rightarrow$  la condition est vérifiée.

#### III.3. Condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL 91) :

$$\omega_x = \frac{A_x}{b h} \geq \omega_0 (3 - \rho) / 2$$

Avec :  $A_x$  : section minimale d'armature

$bh$  : section totale du béton.

$\omega_0$  : taux d'acier minimale = 0.0008 (acier HA Fe E 400)

$$A_x \geq \frac{\omega_0 b h (3 - \rho)}{2} = \frac{0.0008 \times 100 \times 15 (3 - 0.7)}{2} = 1.38 \text{ cm}^2$$

$$A = 3.14 \text{ cm}^2 \geq 1.38 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.38 \text{ cm}^2$$

Alors la condition est vérifiée.

**III.4. Condition de non poinçonnement :**

On admet q' aucune armature transversale n'est admise si la condition suivante est satisfaite :

$$Q_u \leq 0.045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 : Art A.5.2, 42}).$$

Avec  $U_c$ : périmètre du contour de l'aire sur le quel agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$U_c = 2(U+V) = 2(100+100) = 400\text{cm} = 4\text{m}.$$

$Q_u$ : charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime.

$$Q_u = 1.35G = 1.35 \times 90 = 121.5\text{KN}.$$

$$Q_u = 121.5 < 0.045 \times 0.15 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 \times 4 = 450\text{KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

**III.5. Contrainte tangentielle :**

Les efforts tranchant sont max au voisinage de la charge.

Au milieu de :

$$U \Rightarrow T_{\max} = \frac{Q_u}{2U + V} = \frac{121.5}{2 + 1} = 40.5\text{KN}.$$

Au milieu de :

$$V \Rightarrow T_{\max} = \frac{p}{3U} = \frac{121.5}{3 \times 1.00} = 40.50\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{40.50}{1 \times 0.13} = 311.53\text{KN/m}^2 = 0.311\text{MPa} < 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167\text{MPa}.$$

Alors aucune armature d'effort tranchant n'est admise.

**IV. calcul a l'ELS :****IV.1. Moments engendrés par le système de levage :**

$$M_{ox1} = q_s (M_1 + v M_2).$$

$$M_{oy1} = q_s (M_2 + v M_1)$$

Avec :  $q_s = G = 90\text{ KN}$ .

$$v = 0.2.$$

Donc :  $M_{ox1} = q_s (M_1 + v M_2) = 90 (0.093 + 0.2 \times 0.054) = 9.342\text{ KN.m}$

$$M_{oy1} = q_s (M_2 + v M_1) = 90 (0.054 + 0.2 \times 0.093) = 6.534\text{ KN.m}$$

**IV.2. Moments engendrés par le poids propre de la dalle :**

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1.00 = 5.85\text{ KN/ml}.$$

$$M_{ox2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.0683 \times 5.85 (1.40)^2 = 0.783\text{ KN.m}$$

$$M_{oy2} = \mu_y M_{ox2} = 0.436 \times 0.783 = 0.341\text{KN.m}.$$

**IV.3. Superposition des moments :**

$$M_{ox} = M_{ox1} + M_{ox2} = 9.342 + 0.783 = 10.125 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = M_{oy1} + M_{oy2} = 6.534 + 0.341 = 6.875 \text{ KN.m.}$$

- **Remarque:** Afin de tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0.85 et 0.3 aux appuis.

**Moment en travée :**  $M_t = 0.85M$

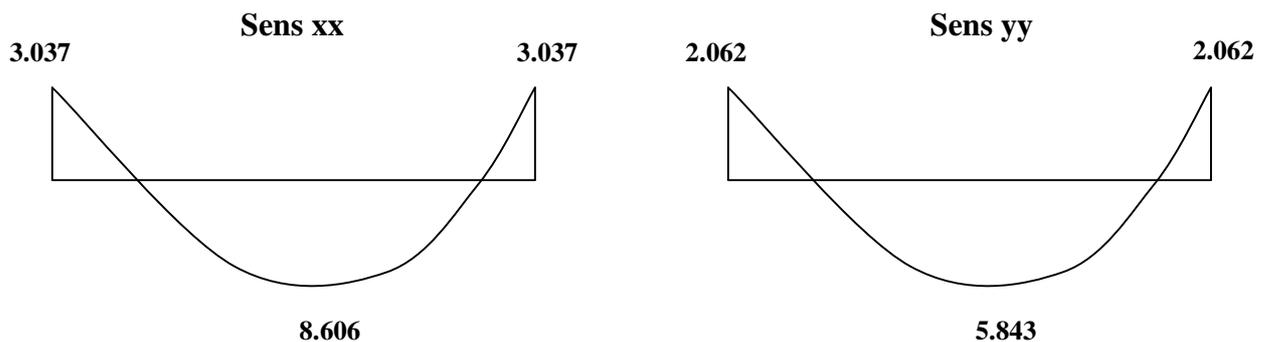
$$M_{xt} = 0.85M_{ox} = 8.606 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0.85M_{oy} = 5.843 \text{ KN.m}$$

**Moment aux appuis :**  $M_a = -0.3M$

$$M_{xa} = -0.3M_{ox} = -3.037 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = -0.3M_{oy} = -2.062 \text{ KN.m}$$



**Figure III.41 : Les moments dans les 02 sens**

**V. Vérification à L'ELS :****V.1. Contrainte de compression dans le béton :****V.1.1. Sens x-x : (sens le plus défavorable).**

- **Aux appuis :**  $M_a = 3.037 \text{ KN.m.}$

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154 \quad \Rightarrow \quad k = 0.016 \text{ et } \beta = 0.936.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{3.037 \times 10^6}{0.936 \times 130 \times 2.01 \times 10^2} = 124.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.016 \times 124.17 = 1.986 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- En travée :  $M_t = 8.606 \text{ KN.m}$ .

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \quad k = 0.02 \text{ et } \beta = 0.921.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{8.606 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 228.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.02 \times 228.91 = 4.578 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Remarque :** les conditions sont toutes vérifiées selon le sens le plus défavorable, donc elles sont aussi vérifiées dans l'autre sens .

### V.2. Etat limite de fissuration :

La fissuration est non préjudiciable alors aucune vérification n'est nécessaire.

### VI. Ferrailage : on a le même ferrailage dans les deux sens

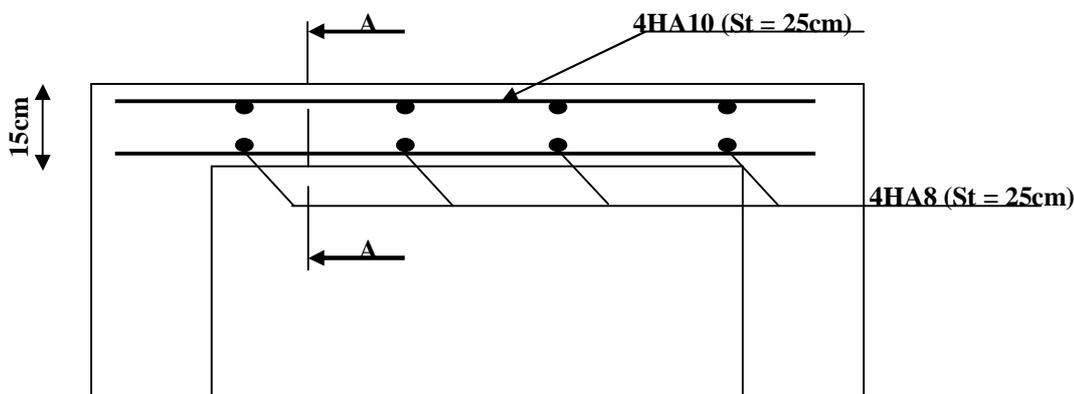


Figure III.42 : Plan de ferrailage de la dalle de la salle machine

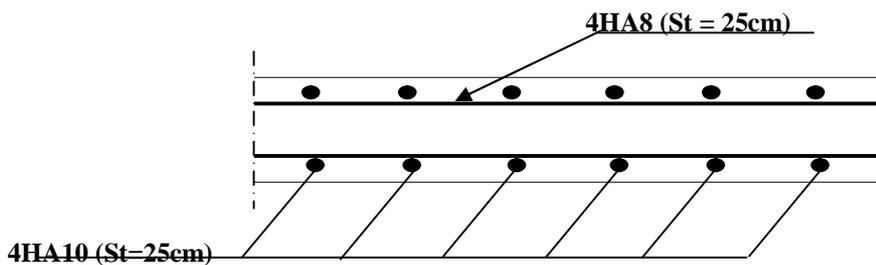


Figure III.43 : Coupe A-A

### Poutre de chaînage :

**Introduction :** Les portes à faux sont conçues dans le cas de l'extension des surfaces des planchers au-delà des poutres de rives. Ces éléments sont la continuité des planchers donc ils sont réalisés en corps creux, ceci en reliant les poutres sortantes par une poutre de chaînage.

**III.5.1-Pré dimensionnement de la poutre de chaînage :** La poutre de chaînage est réalisée dans le but de rigidifier le porte à faux, elle supporte son poids propre ainsi que le poids du mur de façade et une charge d'exploitation prise égale à la valeur de l'étage courant ( $Q=1,5 \text{ KN/m}^2$ ).

- **Hauteur de la section transversale  $h_0$  :** Elle est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_0 \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$L_{\max}$  : portée maximale entre axes des appuis.  $\rightarrow L_{\max}=400 \text{ cm}$ .

$$\frac{400}{15} \leq h_0 \leq \frac{400}{10} \rightarrow 26,66 \leq h_0 \leq 40$$

Soit :  $h_0=30 \text{ cm}$

- **Largeur de la section transversale :** Elle est déterminée par la relation suivante :

$$0,4h_0 \leq b \leq 0,7h_0 \rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

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

- **Vérification des exigences du RPA99/2003 : (art : 7.5.1) :**

$h = 30 \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow$  condition vérifiée.

$B = 20 \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow$  condition vérifiée.

D'où la section de la poutre de chaînage est égale à : **S= (20X30)**

#### III.5.2- Charges revenant à la poutre de chaînage :

- Poids propre de la poutre.....0, 20x0, 30x25 = 1,50 KN/ml
- Poids propre du mur extérieur ..... $ep=25 \text{ cm}$
- Poids propre du plancher..... $5,35 \times 0,65 = 3,48 \text{ KN/ml}$

---


$$G_t = 11,364 \text{ KN/ml}$$

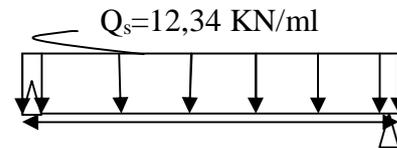
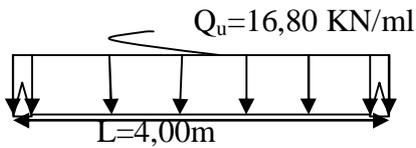
- **Surcharges d'exploitation revenant à la poutre de chaînage :** C'est la surcharge revenant au plancher d'étage courant.

$$Q = 1,50 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml.}$$

#### III.5.3-Combinaison de charges :

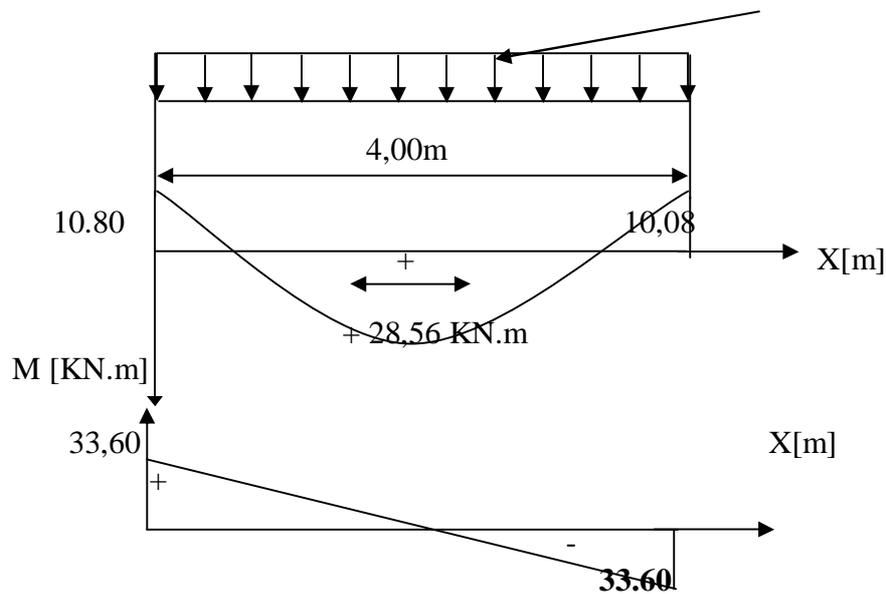
**A l'ELU :**  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 11,364) + (1,5 \times 0,975) = 16,80 \text{ KN/ml}$ .

**A l'ELS :**  $q_s = G + Q = 11,364 + 0,975 = 12,34 \text{ KN/ml}$ .



**III.5.4-Calcul du ferrailage :** Le ferrailage de la poutre de chaînage est calculé à l'ELU.

➤ A) Calcul des efforts revenant à la poutre de chaînage :  $q_u = 16,80\text{ KN/ml}$



**Diagramme des efforts internes à l'ELU.**

▪ Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F_x = 0$$

$$R_a + R_b = 16,80 \times 4,00 = 67,20\text{ KN.}$$

$$\text{Avec : } R_a = R_b = 33,60\text{ KN}$$

▪ Calcul du moment fléchissant maximal :

Le moment fléchissant est maximal en travée :

$$M_{\max} = \frac{QL^2}{8} = \frac{16,80 \times L^2}{8} = 33,60\text{ KN.m}$$

▪ Calcul de l'effort tranchant :  $T_{\max} = q_u \times l/2 = 16,80 \times 4/2 = 33,60\text{ KN.}$

**Remarque :** pour tenir compte du semi encastrement aux extrémités, on affectera le moment max par des coefficients de valeur égales à :

- Aux appuis :  $M_a = -0.3 \times M_z^{\max} = -10,08 \text{ kNm}$
- En travée :  $M_t = 0.85 \times M_z^{\max} = 28,56 \text{ kNm}$
- **Armatures principales :**

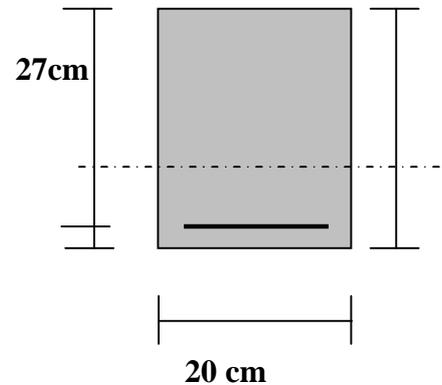
a) En travée :

$$u_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{28,56 \times 10^6}{200 \times (270)^2 \times 14,2} = 0,137$$

$$u_b < u_r = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$u_b = 0,137 \Rightarrow \beta = 0,925$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{28,56 \times 10^3}{0,925 \times 27 \times 348} = 3,28 \text{ cm}^2$$



Soit  $A_t = 3 \text{ HA } 12 = 3,39 \text{ cm}^2$ .

➤ b) Aux appuis :

$$u_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10,08 \times 10^6}{200 \times (270)^2 \times 14,2} = 0,048$$

$$u_b = 0,048 < u_r = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$u_b = 0,048 \Rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10,08 \times 10^3}{0,975 \times 27 \times 348} = 1,10 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_a = 3 \text{ HA } 10 = 2,35 \text{ cm}^2$

## V. Vérifications :

### V.1. Condition de non fragilité : (BAEL91/Art4.2.1)

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 20 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,65 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,65 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_a = 2,35 > 0,65 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### V.2. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{33,60 \times 10^3}{200 \times 270} = 0,62 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### V.3. Vérification de l'adhérence aux appuis :

On doit vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

$$\sum U_i = \sum n\pi\Phi = 3.14(3 \times 12) = 113,04 \text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{33,60 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 113,04} = 1.22 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa} \rightarrow \text{Vérfié.}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

#### V.4. Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4\bar{\tau}_s}, \text{ avec } \bar{\tau}_s = 0.6\psi^2 f_{t28} = 2.835 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423,28 \text{mm} = 42,32 \text{cm.} \Rightarrow \text{Soit } L_s = 45 \text{cm.}$$

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un crochet normale, d'après le BAEL91 (art : a.6.1, 253) ; la longueur nécessaire pour les aciers HA est :

$$\rightarrow 0.4L_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{cm}$$

Soit un crochet de 20cm.

#### V.5. les armatures transversales :

$$\varphi_t = \frac{\varphi}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{mm} \quad \text{On prend } \varphi_t = 8 \text{mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8.

#### a) Vérification du diamètre des armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \min\left(\varphi_i \frac{b}{10}, \frac{h}{35}\right) = \min(1.2 ; 2.5 ; 0.857) \text{cm}$$

$$\varphi_t = 8 \text{mm} < 8.57 \text{mm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

#### b) Espacement des armatures transversales :

D'après le RPA2003 Art (7,5.2.2) on obtient ce qui suit :

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi, 30\right) = \min\left(\frac{30}{4}, 12 \times 12, 30\right) = 7.5 \text{cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 5 \text{cm}$$

- **En dehors de la zone nodale :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{cm, Soit : } S_t = 10 \text{cm.}$$

#### VI. Etat limite de service L'ELS :

##### VI.1. Calcul des moments et de l'effort tranchant : Avec $Q_s = 12,34 \text{ KN/ml}$ .

$$\text{Moment maximal : } M_s = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{12,34 \times (4,00)^2}{8} = 24,68 \text{KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant maximal : } T_s^{\max} = \frac{q_s L}{2} = \frac{12,34 \times 4,00}{2} = 24,68 \text{KN}$$

Tenant compte du semi encastrement on aura :

$$M_{sa} = (-0.3) \times M_s = -7,41 \text{KN.m} \quad M_{St} = (0.85) \times M_s = 20,98 \text{KN.}$$

## VI.2. Diagramme de M et T :

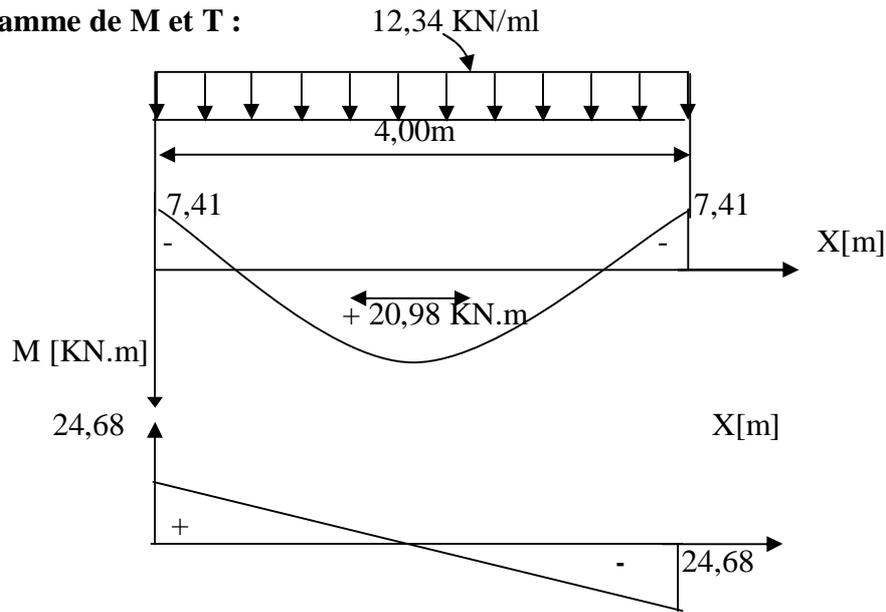


Diagramme des efforts internes

## IV.3. Vérification des contraintes:

## IV.3.1. Etat limite de compression dans le béton :

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

➤ Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.35}{20 \times 27} = 0.345 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 39.35 \\ \beta_1 = 0.908 \end{cases}$$

• La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{5.51 \times 10^6}{0.908 \times 270 \times 2.35 \times 10^2} = 95.63\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0.025 \times 95.63 = 2.390 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 4.21}{25 \times 27} = 0.623 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 27.73 \\ \beta_1 = 0.883 \end{cases}$$

- **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{15.60 \times 10^3}{0.883 \times 27 \times 4.21} = 155.42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0.036 \times 155.42 = 5.595 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### IV.3.2. Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{400} = 0.075 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{St}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{30}{400} = 0.075 > \frac{20,98}{10(7,41)} = 0.085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{3,39}{fe} \Rightarrow \frac{3,39}{20 \times 27} = 0.0062 < \frac{3,39}{400} = 0.0084 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

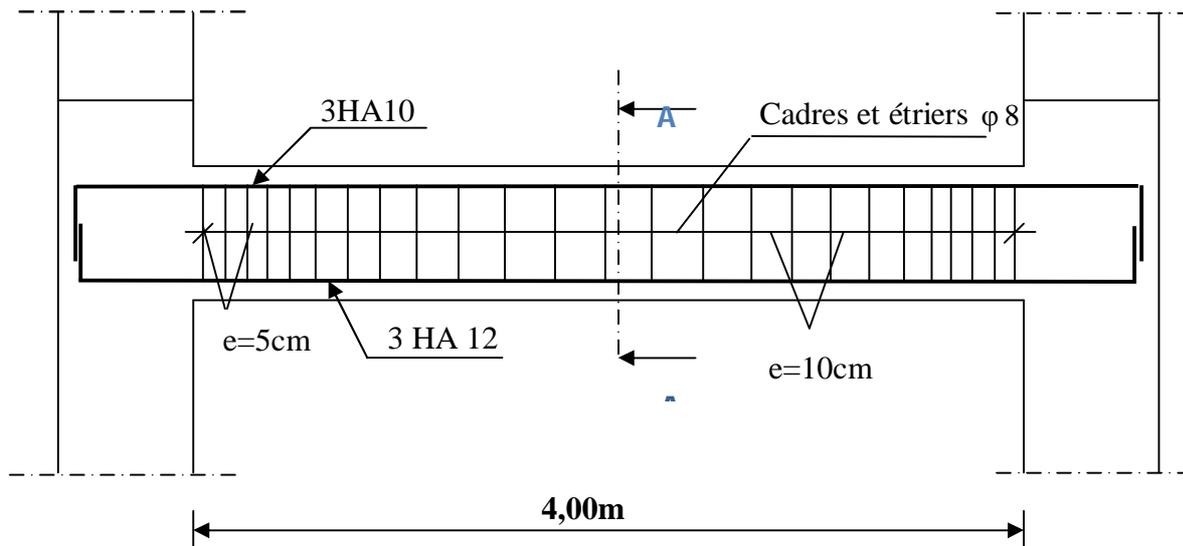


Figure III.36 : Plan de ferrailage de la poutre de chaînage.

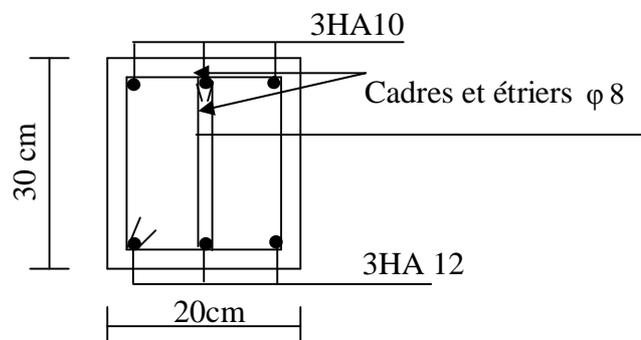


Figure III.37 : Coupe A-A

## Les balcons :

**I. Introduction :** Le balcon est un élément secondaire de la structure réalisé en dalle pleine, considéré comme étant une console encastrée au niveau de la poutre de rive ; il est soumis à des charges permanentes qui sont dues à son poids propre (G), au poids propre du garde corps et à une charge d'exploitation (Q) verticale, et une autre horizontale, celle-ci est due à la main courante qui provoque un moment (M) dans la section d'encastrement.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m dont la section est soumise à la flexion simple.

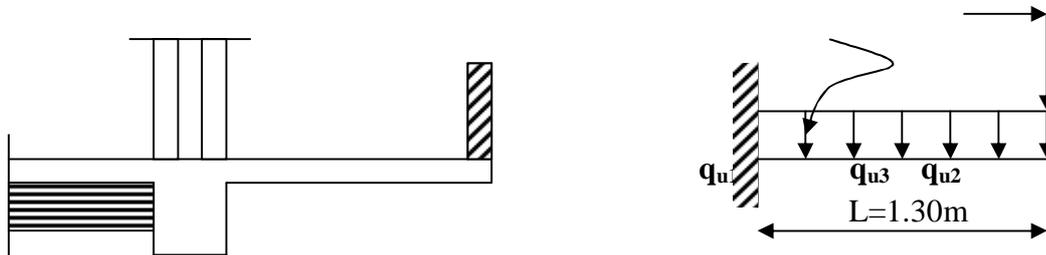


Figure III.22 : Schéma statique du balcon

- **Pré dimensionnement de l'épaisseur de la dalle :** Il est donné par la formule suivante :  $e \geq \frac{L}{10} \rightarrow e \geq \frac{130}{10} \rightarrow e \geq 13$

-Prendre:  $e=15\text{cm}$ .

**II. Détermination des sollicitations agissant sur l'élément :** Elles sont données comme suit :

**II.1. Charges permanentes :** Elles sont provoquées par le poids propre et les revêtements.

- ❖ Poids propre de la dalle pleine :  $25 \times 0.15 \times 1\text{m} = 3.75 \text{ kn/ml}$ .
- ❖ Couche de sable ( $e=2\text{cm}$ ) :  $\rightarrow 18 \times 0.02 = 0.36 \text{ kn/ml}$ .
- ❖ Mortier de pose ( $e=2\text{cm}$ ) :  $\rightarrow 0.22 \times 2 = 0.44 \text{ kn/ml}$ .
- ❖ Revêtement en carrelage ( $e=2\text{cm}$ ) :  $0.22 \times 2 = 0.44 \text{ kn/ml}$ .
- ❖ Enduit de ciment ( $e=2\text{cm}$ ) :  $\rightarrow 0.18 \times 2 = 0.36 \text{ kn/ml}$ .

$$\rightarrow G_1 = 5.35 \text{ kn/ml}$$

**II.2. charge concentrée :** elle est provoquée par le poids du garde corps.

- ❖ Poids de l'enduit en mortier de ciment :  $0.18 \times 2 = 0.36 \text{ kn/ml}$ .
- $\rightarrow G_2 = 0.9 + (0.36 \times 2) = 1.62 \text{ kn/ml}$ .

$$\rightarrow G_2 = 1.62 \times 1\text{m} = 1.62 \text{ kn/ml}$$

**II.3. charges d'exploitation:**

- ❖  $Q_1 = 3.5 \text{ kn/ml}$
- ❖  $Q_2 = 1 \text{ kn/ml}$
- ❖ Surcharge due à la main courante =  $1 \text{ kn/ml}$

**Remarque :** Le ferrailage sera calculé à l'ELU, et les vérifications à l'ELS. Le moment provoqué par la main courante est relativement faible, donc il sera négligé.

### III. Calcul du ferrailage à l'ELU :

Le balcon est calculé en flexion simple.

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

##### a. A L'ELU :

$$\text{Dalle : } q_u = (1.35G + 1.5Q) \times l = [(1.35 \times 5.35) + 1.5 (3.5)] \times 1 = 12.47 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Garde de corps : } G_u = 1.35 \times 1.62 = 2.187 \text{ KN}$$

$$\text{Main courante : } Q_u = 1.5Q_2 = 1.5 \times 1 \times 1 = 1.5 \text{ kn/ml.}$$

##### b.a.A L'ELS :

$$\text{Dalle : } q_{s1} = G + Q = [5.35 + 3.5] \times 1 = 8.85 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Garde de corps : } q_{s2} = 1 \times 1.62 = 1.62 \text{ KN}$$

$$\text{Main courante : } q_{s3} = 1 \text{ kn}$$

#### III.2. Calcul du moment d'encastrement :

La section dangereuse étant au niveau de l'encastrement. Le calcul se fera avec le moment obtenu dans cette section. Le ferrailage sera généralisé pour tout l'élément.

##### a. A L'ELU :

- Moment provoqué par la charge «  $q_{u1}$  » (charge uniformément répartie).

$$M_{qu1} = \frac{q_{u1} \cdot l^2}{2} = \frac{12.47 \times 1.30^2}{2} = 10.53 \text{ KN.m}$$

- Moment provoqué par la charge «  $q_{u2}$  » (charge concentré).

$$M_{qu2} = q_{u2} \times L = 2.187 \times 1.30 = 2.84 \text{ KN.m}$$

- Le moment total

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 10.53 + 2.84 = 13.37 \text{ kn.m}$$

##### b.a. L'ELS :

- Moment provoqué par la charge «  $q_{s1}$  » (charge uniformément répartie).

$$M_{qs1} = \frac{q_{s1} \times l^2}{2} = \frac{8.85 \times 1.30^2}{2} = 7.47 \text{ KN.m}$$

- Moment provoqué par la charge «  $q_{s2}$  » (charge concentrée).

$$M_{qs2} = q_{s2} \times L = 1.62 \times 1 \times 1.30 = 2.106 \text{ KN.m}$$

- Le moment total à L'ELS :

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} = 7.47 + 2.10 = 9.57 \text{ kn.m}$$

#### III.3. Calcul des armatures à L'ELU :(prendre une bonde de 1m linéaire).

$$M_u = 13.37 \text{ KN.m} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad d = 12 \text{ cm}$$

##### a) Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{13.37 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.065$$

$$\mu = 0.065 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.065 \Rightarrow \beta = 0.966$$

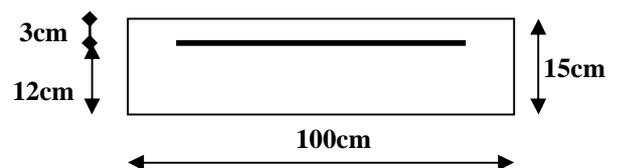


Figure III.23

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{13.37 \times 10^5}{0.966 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 3.31 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.31 \text{ cm}^2$$

Soit :  $4\emptyset 12/\text{ml} \rightarrow 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

**b) Armatures de répartition**

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

Soit :  $5\emptyset 8/\text{ml} \rightarrow 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

**IV. Vérification à l'ELU :**

**IV.1. Condition de non fragilité (BAEL 91/Art. 4.2.1) :**

$$A_{\min} = \left( 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \cdot d \cdot b = 0.23 \times 100 \times 15 \times \frac{2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

$A_s = 3.31 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.81 \text{ cm}^2 \rightarrow$  condition vérifiée

**IV.2. Vérification au cisaillement (BAEL 91) :**

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

• **calcul de l'effort tranchant :**

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12.47 \times 1.30 + 2.187 = 18.398 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{18.398 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.153 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \rightarrow \text{fissuration préjudiciable (BAEL : artA.5.1.2.1.1).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.153 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée  $\rightarrow$  Pas de risque de cisaillement. Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**IV.3. Vérification de l'adhérence :**

On doit vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$  avec :  $\sum U_i = n \pi \Phi$

Avec :

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement relatif à une armature.

$\Psi_s = 1.5$  pour haute adhérence.

$\tau_{se}$  : Contrainte d'adhérence à l'ELU.

$\bar{\tau}_{se}$  : Contrainte limite d'adhérence à l'ELU.

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

$\Phi$  : Diamètre d'une barre.

$$\bar{\tau}_{se} u = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \quad \sum U_i = n\pi\Phi = 8 \times 3.14 \times 12 = 301.44 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18.398 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 301.44} = 0.565 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \Rightarrow \text{pas de risque d'entraînement des barres.}$$

#### IV.4. espacement des barres (BAEL91-Art-6.1.235) :

Armature principale :  $St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} > St = 25\text{cm} \rightarrow \text{Vérifiée.}$

Armature de répartition:  $St \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > St = 20\text{cm} \rightarrow \text{Vérifiée.}$

#### IV.5. calcul de la longueur d'ancrage :

$$\tau_{se} = 0.6\Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

Soit  $L_s = 45 \text{ cm}$

$$L_{cr} = 0.4L_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm} \rightarrow \text{prendre } L_{cr} = 20 \text{ cm}$$

#### V. Vérification des contraintes à L'ELS :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme étant préjudiciable.

##### V.1. Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

$$\text{Caractéristiques des aciers } \left\{ \begin{array}{l} HA \geq 6\text{mm} \\ FeE400 \end{array} \right\} \Rightarrow \eta = 1.6 \quad (\eta : \text{coefficient de fissuration}).$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \left\{ 266.66, 204.99 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 204.99 \text{ MPa}$$

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

Valeur de  $\beta_1$ :

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12} = 0.37$$

$$\rho = 0.37 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta_1 = 0.905$$

$$\text{Alors : } \sigma_s = \frac{9.57 \times 10^6}{0.905 \times 120 \times 4.52 \times 10^2} = 194.95 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

**Conclusion :** La section est justifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

### V.2. Vérification des contraintes dans le béton :

Il faut vérifier l'état limite de compression dans le béton (**Art A.4.5,2 du BAEL91**), Pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ), acier FeE 400 en flexion simple, si la relation suivante est satisfaite alors il n'y a pas lieu de vérifier la contrainte dans le béton .

$$\alpha = \frac{y}{d} \left( \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right) \quad \text{avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s} .$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{18.398}{9.57} = 1.922$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.922 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.461 + 0.25 = 0.711 > 0.1126 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Conclusion :** la section est justifiée vis-à-vis de la compression dans le béton.

### V.3. Vérification de la flèche :

D'après le BAEL91, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{130} = 0.115 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{130} = 0.115 > \frac{9.57}{10(9.57)} = 0.1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{12 \times 100} = 0.0037 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### Conclusion :

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

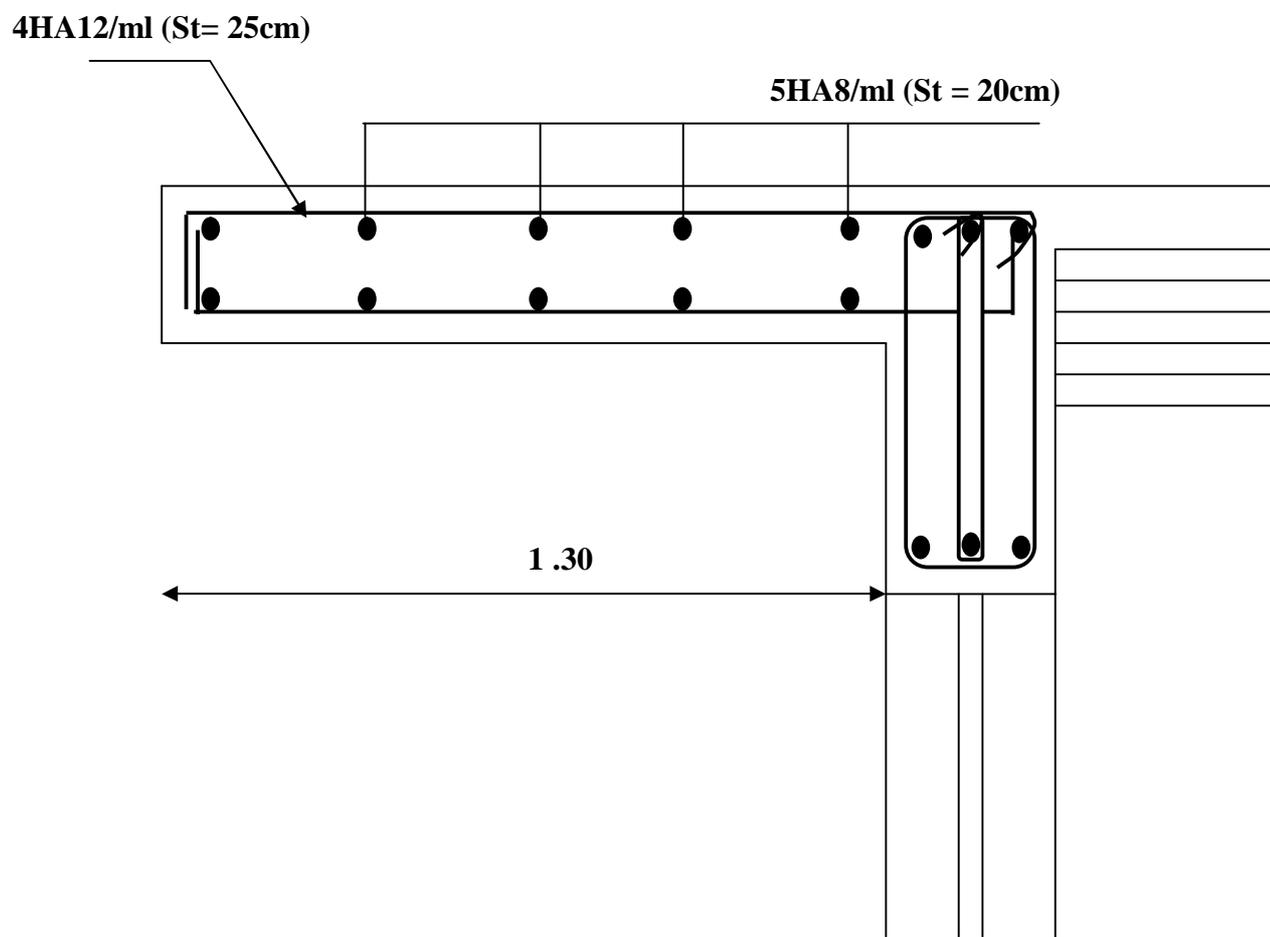
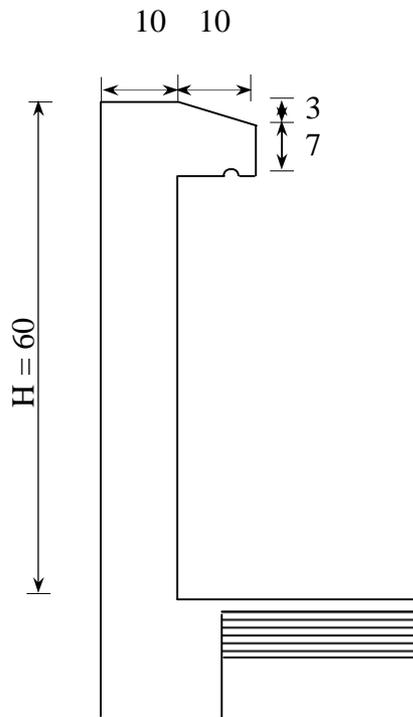


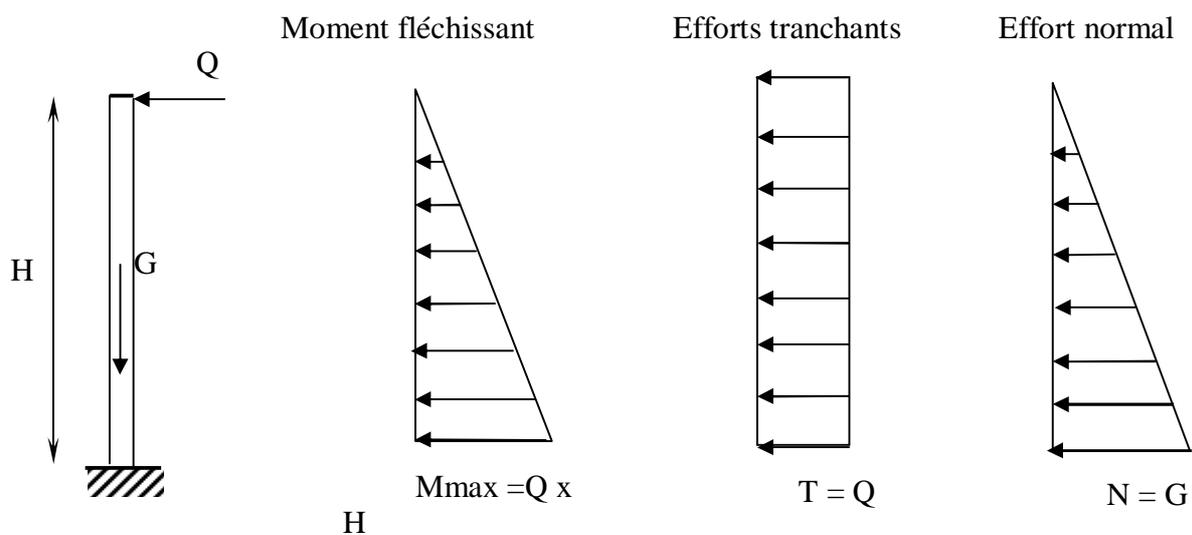
Figure III.24 : Ferrailage du balcon

**Calcul de l'acrotère :**

**I. Introduction :** L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité, il est assimilé à une console encastree au niveau du plancher. Il est soumis à un effort « G » dû à son poids propre et à un effort latéral « Q » dû à la main courante engendrant un moment de renversement « M » dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée.



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



**Figure III.2 : Schéma statique de**

**II. Calcul des sollicitations :** L'acrotère est soumis à trois types de sollicitations, elles sont :

**II.1. Effort normal de compression dû au poids propre :** Il est appliqué verticalement suivant le plan de la section de l'acrotère. L'effort normal est calculé comme suit :

$$N = \rho \times S \times 1\text{m}$$

$\rho$  : Masse volumique du béton.

$S$  : section transversale de l'acrotère.

$$N = 25[(0.03 \times 0.1/2) + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6)] = 1.71 \text{ Kn/ml.}$$

**II.2. Moment de renversement M dû à l'effort horizontal Q=1.00kN/ml :** Il est dû à main courante.

$$M = Q \times H \times 1\text{m} = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ kN.m.}$$

**II.3. Effort tranchant :** il est appliqué suivant la section transversale de l'acrotère.

$$T = Q \times 1\text{m} = 1.00 \text{ kN}$$

**III. Combinaison des charges :**

**a. A L'ELU :**

La combinaison de charge est : **1.35G + 1.5Q**

Effort normal dû à G :

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.71 = 2.30 \text{ KN /ml}$$

Moment de flexion dû a Q :

$$M_u = 1.5 \times M = 1.5 \times 0.6 = 0.90 \text{ KN.m}$$

**b. A L'ELS:**

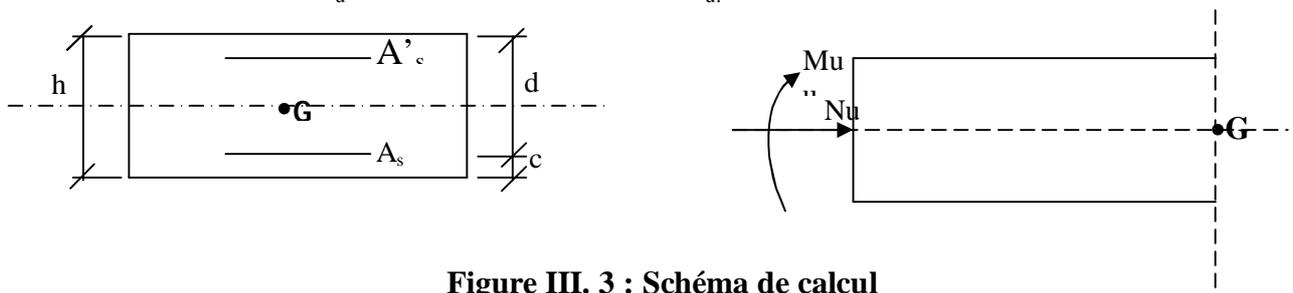
La combinaison de charge est : **G + Q**

Effort normal dû à G :  $N_s = 1.71 \text{ KN/ml}$

Moment de flexion dû a Q :  $M_s = 0.6 \text{ KN.m}$

**IV. Ferrailage de l'acrotère (à L'ELU):**

Le calcul consiste à étudier une section rectangulaire ( $b \times h$ ), en flexion composée à l'ELU sous un effort normal  $N_u$  et un moment de flexion  $M_u$ .



**Figure III. 3 : Schéma de calcul**

$h$ : (épaisseur de la section)= 10 cm.

$b$ : (largeur de la section)= 100 cm.

$c$  et  $c'$  (enrobage)= 3cm.

$d$ : (hauteur utile)=  $h - c = 7$ cm.

**IV.1. Position de centre de pression :** Ce paramètre permet de déterminer la nature de la section.

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.90}{2.30} = 0.39\text{m} = 39\text{cm.}$$

$$(h/2) - c = (10/2) - 3 = 2\text{ cm.}$$

$e_u > [(h/2) - c]$  d'où le centre de pression (point d'application de l'effort normal) est à l'extérieur de la section délimitée par les armatures. L'effort normal «  $N_u$  » est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

**Remarque :** L'acrotère est calculé en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif «  $M_{fu}$  ».

**IV.2. Calcul en flexion simple:**

a. **Moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u(h/2 - c) = 0.90 + 2.30(0.1/2 - 0.03) = 0.946\text{kN} \cdot \text{m}$$

b. **Moment réduit :**

$$\mu_u = M_f / (bd^2 \cdot F_{bu}). \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85f_c28}{\gamma} = \frac{0.85(25)}{1.5} = 14.2\text{ MPa}$$

$$\text{On aura } \mu_u = 0.946 / (1 \times (0.07)^2 \times 14.2 \times 10^3) = 0.0135$$

$$\mu_u < \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0.0135 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.993$$

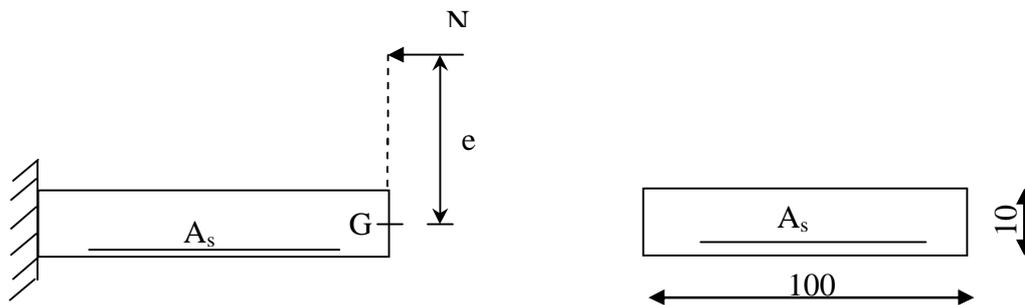


Figure III.4 : section transversale de l'acrotère.

c. **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{0.946 \times 10^5}{0.993 \times 7 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 0.391\text{cm}^2.$$

**IV.3. Calcul en flexion composée**

a. **Armatures réelles :**

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.391 - \frac{2.30 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^2} = 0.325\text{cm}^2$$

**IV.4. Vérification à l'ELU :****a. Condition de non fragilité (BAEL 91 art : 4.2.1) :**

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

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right]$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{2.30} = 0.260\text{m} = 26 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0.06f_{c28} + 0.6 = 0.06 \times 25 + 0.6 = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \left[ \frac{26 - 0.455 \times 7}{26 - 0.185 \times 7} \right] = 0.78 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0.78\text{cm}^2 > A_s \Rightarrow$  La section n'est pas vérifiée

Donc on adopte une section plus importante.

Soit : 4HA8  $\Rightarrow A_s = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

**Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 3 HA8  $\Rightarrow A_r = 1.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , avec un espacement  $S_t = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}$

**b. Vérification de l'écartement dans les barres :****Armatures verticales :**

$$A = 2.01\text{cm}^2$$

$$St \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} = 30\text{cm.}$$

Soit  $St = 25\text{cm}$

**Armatures de répartition :**

$$St \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = 40\text{cm.}$$

Soit  $St = 20\text{cm}$ .

**c. vérification au cisaillement :(BAEL 91 art 5.1.1)**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MP} ; \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \text{ tel que :}$$

$V_u$  : effort tranchant max à l'ELU.

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

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.021\text{MPa} < 2.5 \text{ Mpa} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

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

Il est nécessaire de connaître le comportement de l'interface aciers bétons, Pour cela, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \langle \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{ij} \quad \text{avec} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \quad (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{hautes adhérences}).$$

Avec:  $V_u = 1.5 \text{ KN}$ .

$$\sum U_i = n \times \square \times \square = 4 \times 0.8 \times 3.14 = 10.05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 70 \times 100.5} = 0.236 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \tau_{se} = 0.253 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion** : il n'y a pas de risque d'entraînement des barres d'acier à l'intérieur du béton.

#### e. Ancrage des barres verticales :

Pour assurer un bon ancrage droit des armatures de l'acrotère, il faut définir un ancrage qui est caractérisé par sa longueur de scellement droit ( $L_s$ ). Elle est calculée comme suit :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{et} \quad \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0.9 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm}$$

Soit :  $L_s = 30 \text{ cm}$

**IV.5. Vérification des contraintes à L'ELS** : Le mode de fissuration est pris en compte comme étant préjudiciable vu que l'acrotère est exposé aux intempéries.

#### a. Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

$$\text{On a des aciers } \left\{ \begin{array}{l} HA : \phi \geq 8 \text{ mm} \\ FeE400 \end{array} \right\} \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \left\{ 266.66, 204.99 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 204.99 \text{ MPa}$$

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

Valeur de  $\beta_1$ :

$$\rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.29. \quad \xrightarrow{\text{Tableau}} \quad \beta_1 = 0.914$$

$$\text{Alors : } \sigma_s = \frac{0.6 \times 10^6}{0.914 \times 70 \times 2.01 \times 10^2} = 46.65 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

**Conclusion** : La section est justifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

#### b. Vérification des contraintes dans le béton :

Il faut vérifier l'état limite de compression dans le béton (**Art A452 du BAEL91**) : Pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ), acier FeE 400 en flexion simple, si la relation suivante est satisfaite alors il n'y a pas lieu de vérifier la contrainte  $\sigma_{bc}$ .

$$\alpha_u = \frac{\gamma}{d} \left\langle \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right\rangle \quad \text{avec} \quad \gamma = \frac{M_U}{M_S} \Rightarrow \gamma = \frac{0.90}{0.60} = 1.5$$

$$\mu_u = 0.0107 \xrightarrow{\text{Tableau}} \alpha_u = 0.493.$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.5 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.25 + 0.25 = 0.50 > 0.495 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Conclusion** : la section est justifiée vis-à-vis de la compression

**IV.6. Vérification de l'acrotère au séisme (RPA99 modifié 2003)** : L'acrotère doit être conçu de façon à résister à la force horizontale suivante :  $F_p = 4.A.C_p.W_p$ .

A : coefficient de force horizontal pour les éléments secondaires (zone IIa ).  $A=0.15$

$C_p$  : Facteur de force horizontal pour les éléments secondaires  $C_p = 0.3$

$W_p$  : poids de l'acrotère  $W_p = 1.46 \text{ KN/ml}$

D'où  $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.3 \times 1.46 = 0.263 \text{ KN} < Q = 1 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$

**Conclusion** : La force induite du séisme est inférieure à celle de la main courante, l'acrotère est vérifié vis-à-vis du séisme.

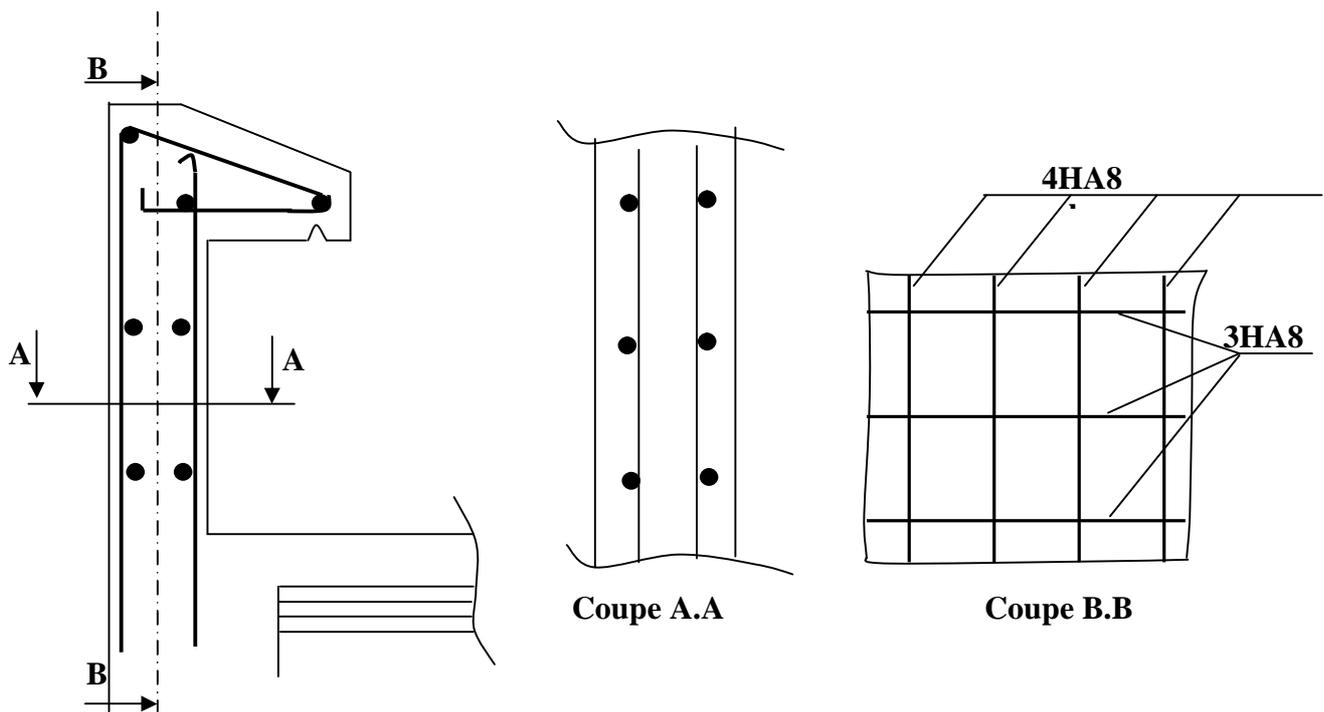
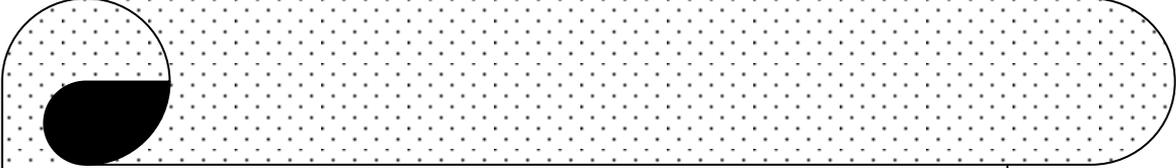
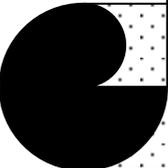


Figure III.5: plan de ferrailage de l'acrotère.



*Chapitre IV :  
Etude du contreventement.*

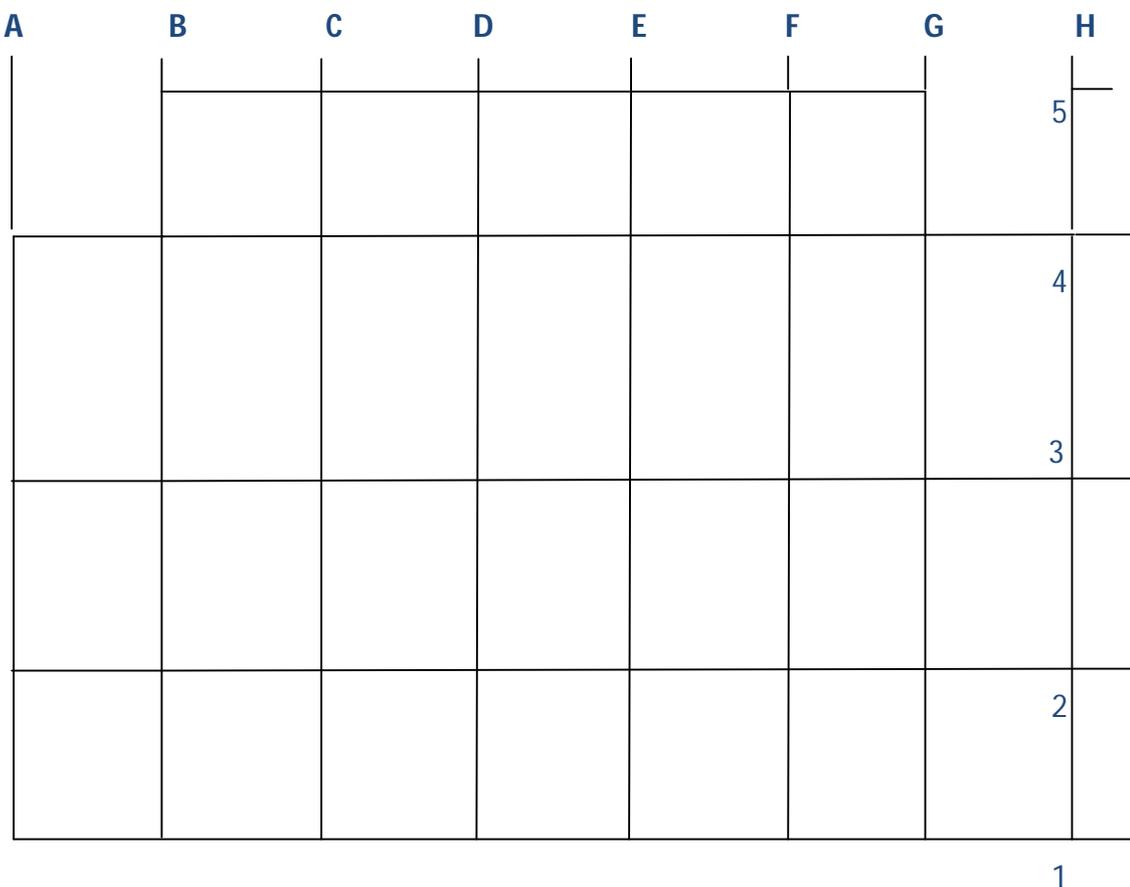


### IV.1 Introduction :

Le contreventement dans le domaine du génie civil fait référence à l'action de résistance aux efforts horizontaux (séismes, chocs, .....). Il peut être assuré par de différents éléments, de différentes façons. Le choix de l'un d'entre eux sera fixé par la présente étude.

En distingue deux types de contreventements essentiels ; le premier étant le contreventement mixte, celui-ci est assuré conjointement par des portiques et des voiles suivent leur rigidités relatives ; le deuxième est dit contreventement par voiles, ce dernier est assuré par des voiles uniquement qui reprennent l'ensemble des sollicitations horizontales et 20% au plus des sollicitations verticales. Dans ce cas les portiques ne reprennent que les charges verticales.

Pour déterminer le type du contreventement, il faut calculer le pourcentage de l'effort sismique repris par chaque élément de contreventement à savoir les portiques et les voiles.



La vue en plan des axes des portiques

**IV.2 Caractéristiques géométriques des portiques :**

**IV.2.1 Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres :**

Hypothèses de calcul :

- Les charges ou les masses sont considérés concentrés au niveau du plancher.
- Les diagrammes de répartition des charges en élévation.
- La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux.
- La raideur des travées adjacentes d’une même portée ne doit pas être trop différente.

- Poteau :  $K_p = \frac{I_p}{hc}$
- Poutre :  $K_{pr} = \frac{I_{pr}}{L_c}$

Avec :

$I_{pr}$  : Moment d’inertie de la poutre.

$I_p$  : Moment d’inertie du poteau.

$L_c$  : Longueur calculée de la poutre.

$h_c$  : Hauteur calculée du poteau.

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{\text{poteau}} \leq h_0$$

$$L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{\text{poutre}} \leq L$$

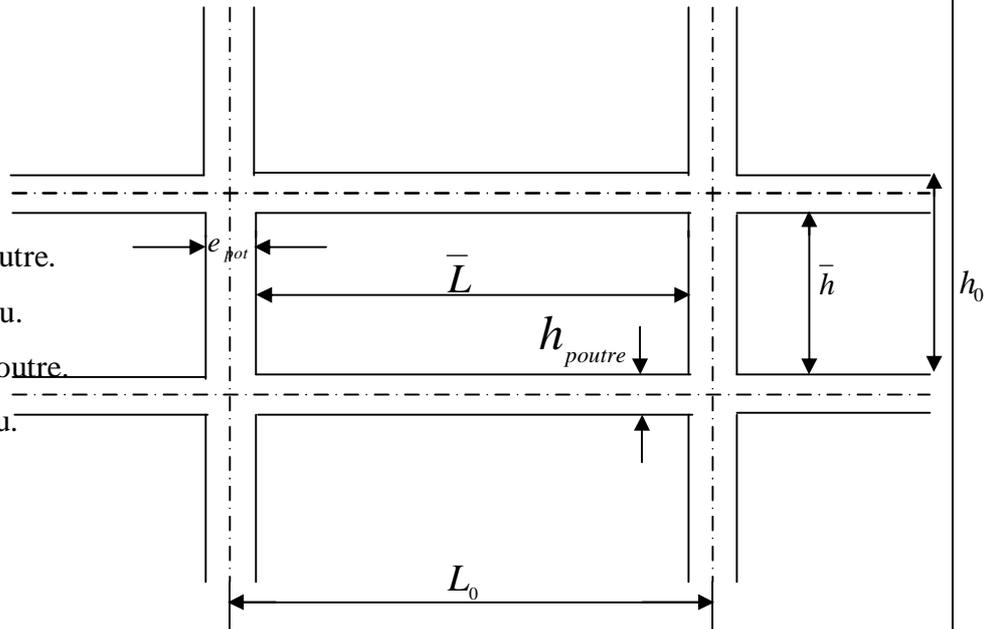
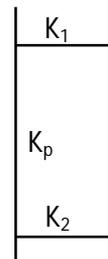
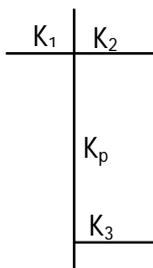
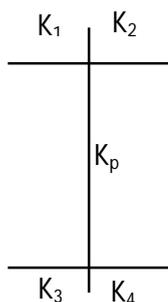


Figure. V.1 : Coupe verticale d'un niveau

**IV.2.2 Calcul des coefficients  $\bar{K}$  relatifs aux portiques :**

❖ Cas d'étage courant :

$$\bar{K} = \frac{\sum K_i (\text{poutres}_{\text{sup}} + \text{poutres}_{\text{inf}})}{2K_{\text{poteau}}}$$



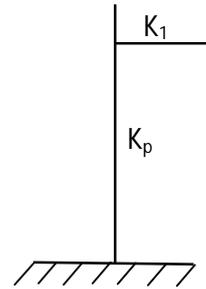
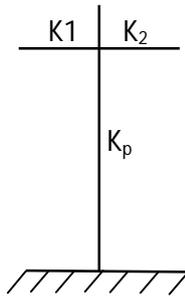
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_p}$$

$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_p}$$

$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_p}$$

❖ **Cas du sous sol :**

$$\bar{K} = \frac{\sum K_i \text{ poutres}_{\text{sup}}}{K_p \text{ poteau}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_p}$$

$$\bar{K} = \frac{K_1}{K_p}$$

**IV.2.3 Calcul des coefficients correcteurs - a<sub>ij</sub> - :**

➤ **Niveau courant :**  $a_{ij} = \frac{K_j}{2 + K_j}$

➤ **Niveau RDC :**  $a_{ij} = \frac{0.5 + K_j}{2 + K_j}$

**IV.2.4 Calcul des rigidités des poteaux par niveau dans les deux sens :**

➤ **Niveau courant :**  $r_j = a_{ij} \times K_p \times \frac{12E}{hc^2}$

➤ **Niveau RDC :** - Poteau encasté à sa base :  $r_j = a_{ij} \times K_p \times \frac{12E}{hc^2}$

- Poteau articulé à sa base :  $r_j = a_{ij} \times K_p \times \frac{3E}{hc^2}$

Avec :

$h_c$  : hauteur du poteau calculé.

$E_i$  : module de déformation du béton = 32164.2 MPa

$I_p$  : Inertie du poteau.

### IV.2.5 Calcul des rigidités des portiques par niveau dans les deux sens (X et Y):

$R_{jx} = \sum r_{ij} \Rightarrow$  Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.

$R_{jy} = \sum r_{ij} \Rightarrow$  Pour chaque niveau dans le sens transversal.

Les tableaux suivants donnent les longueurs de calcul pour chaque niveau :

➤ Sens longitudinal :

Niv	Pot	$\bar{h}$ cm	$e_{pot}$ cm	$H_c$ cm	$I_{pot}$ cm <sup>4</sup>	$K_{pot}$ cm <sup>3</sup>	Travée	$\bar{L}$ cm	$h_{ptr}$ cm	$L_c$ cm	$I_{ptr}$ cm <sup>4</sup>	$K_{ptr}$ cm <sup>3</sup>
S-sol	A	319	45	341.50	303750	889.45	A-B	280	40	300	160000	533.33
	B	319	45	341.50	303750	889.45	B-C	360	40	380	160000	421.05
	C	319	45	341.50	303750	889.45	C-D	320	40	340	160000	470.58
	D	319	45	341.50	303750	889.45	D-E	260	40	280	160000	571.42
	E	319	45	341.50	303750	889.45	E-F	320	40	340	160000	470.58
	F	319	45	341.50	303750	889.45	F-G	360	40	380	160000	421.05
	G	319	45	341.50	303750	889.45	G-H	280	40	300	160000	533.33
	H	319	45	341.50	303750	889.45						
RDC	A	368	45	390.50	303750	777.84	A-B	280	40	300	160000	533.33
	B	368	45	390.50	303750	777.84	B-C	360	40	380	160000	421.05
	C	368	45	390.50	303750	777.84	C-D	320	40	340	160000	470.58
	D	368	45	390.50	303750	777.84	D-E	260	40	280	160000	571.42
	E	368	45	390.50	303750	777.84	E-F	320	40	340	160000	470.58
	F	368	45	390.50	303750	777.84	F-G	360	40	380	160000	421.05
	G	368	45	390.50	303750	777.84	G-H	280	40	300	160000	533.33
	H	368	45	390.50	303750	777.84						

1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	A	266	45	288.50	303750	1052.85	A-B	280	40	300	160000	533.33
	B	266	45	288.50	303750	1052.85	B-C	360	40	380	160000	421.05
	C	266	45	288.50	303750	1052.85	C-D	320	40	340	160000	470.58
	D	266	45	288.50	303750	1052.85	D-E	260	40	280	160000	571.42
	E	266	45	288.50	303750	1052.85	E-F	320	40	340	160000	470.58
	F	266	45	288.50	303750	1052.85	F-G	360	40	380	160000	421.05
	G	266	45	288.50	303750	1052.85	G-H	280	40	300	160000	533.33
	H	266	45	288.50	303750	1052.85						
3, 4,5 Et 6 <sup>ème</sup>	A	266	40	286	186666.66	652.68	A-B	280	40	300	160000	533.33
	B	266	40	286	186666.66	652.68	B-C	360	40	380	160000	421.05
	C	266	40	286	186666.66	652.68	C-D	320	40	340	160000	470.58
	D	266	40	286	186666.66	652.68	D-E	260	40	280	160000	571.42
	E	266	40	286	186666.66	652.68	E-F	320	40	340	160000	470.58
	F	266	40	286	186666.66	652.68	F-G	360	40	380	160000	421.05
	G	266	40	286	186666.66	652.68	G-H	280	40	300	160000	533.33
	H	266	40	286	186666.66	652.68						
7 et 8 <sup>ème</sup>	A	266	35	283.50	107187.50	378.08	A-B	280	40	300	160000	533.33
	B	266	35	283.50	107187.50	378.08	B-C	360	40	380	160000	421.05
	C	266	35	283.50	107187.50	378.08	C-D	320	40	340	160000	470.58
	D	266	35	283.50	107187.50	378.08	D-E	260	40	280	160000	571.42
	E	266	35	283.50	107187.50	378.08	E-F	320	40	340	160000	470.58
	F	266	35	283.50	107187.50	378.08	F-G	360	40	380	160000	421.05
	G	266	35	283.50	107187.50	378.08	G-H	280	40	300	160000	533.33
	H	266	35	283.50	107187.50	378.08						

## ➤ Sens transversal :

Niv	Pot	$\bar{h}$ cm	$e_{pot}$ cm	$H_c$ cm	$I_{pot}$ cm <sup>4</sup>	$K_{pot}$ cm <sup>3</sup>	Travée	$\bar{L}$ cm	$h_{ptr}$ cm	$L_c$ cm	$I_{ptr}$ cm <sup>4</sup>	$K_{ptr}$ cm <sup>3</sup>
S-sol	1	324	40	344	240000	697.67	1-2	395	35	412.50	107187.50	259.84
	2	324	40	344	240000	697.67	2-3	235	35	252.50	107187.50	424.50
	3	324	40	344	240000	697.67	3-4	355	35	372.50	107187.50	287.75
	4	324	40	344	240000	697.67	4-5	295	35	312.50	107187.50	343.00
	5	324	40	344	240000	697.67						
RDC	1	373	40	393.00	240000	610.68	1-2	395	35	412.50	107187.50	259.84
	2	373	40	393.00	240000	610.68	2-3	235	35	252.50	107187.50	424.50
	3	373	40	393.00	240000	610.68	3-4	355	35	372.50	107187.50	287.75
	4	373	40	393.00	240000	610.68	4-5	295	35	312.50	107187.50	343.00
	5	373	40	393.00	240000	610.68						
1 <sup>er</sup> .2 <sup>eme</sup>	1	271	40	291.00	240000	824.74	1-2	395	35	412.50	107187.50	259.84
	2	271	40	291.00	240000	824.74	2-3	235	35	252.50	107187.50	424.50
	3	271	40	291.00	240000	824.74	3-4	355	35	372.50	107187.50	287.75
	4	271	40	291.00	240000	824.74	4-5	295	35	312.50	107187.50	343.00
	5	271	40	291.00	240000	824.74						
3, 4,5 Et 6 <sup>eme</sup>	1	271	35	288.50	142916.66	495.37	1-2	395	35	412.50	107187.50	259.84
	2	271	35	288.50	142916.66	495.37	2-3	235	35	252.50	107187.50	424.50
	3	271	35	288.50	142916.66	495.37	3-4	355	35	372.50	107187.50	287.75
	4	271	35	288.50	142916.66	495.37	4-5	295	35	312.50	107187.50	343.00
	5	271	35	288.50	142916.66	495.37						

7 et 8 <sup>ème</sup>	1	271	30	286.00	78750.00	275.34	1-2	395	35	412.50	107187.50	259.84
	2	271	30	286.00	78750.00	275.34	2-3	235	35	252.50	107187.50	424.50
	3	271	30	286.00	78750.00	275.34	3-4	355	35	372.50	107187.50	287.75
	4	271	30	286.00	78750.00	275.34	4-5	295	35	312.50	107187.50	343.00
	5	271	30	286.00	78750.00	275.34						

#### IV.2.5.1 Rigidité relative par portique :

➤ Sens longitudinal :

Niv	Pot	hc cm	$K_{poutre}$ $cm^3$	k poteau $cm^3$	$\bar{K}$	$a_{ij}$	$a_{ij} * K_p$	$r_{ij}$	$R_{ij} x$
S-sol	A	341.50	533.33	889.45	0.59	0.420	373.570	123.635	1152.156
	B	341.50	421.05	889.45	1.073	0.511	454.500	150.420	
	C	341.50	470.58	889.45	1.002	0.500	444.725	147.185	
	D	341.50	571.42	889.45	1.171	0.526	467.850	154.838	
	E	341.50	470.58	889.45	1.171	0.526	467.850	154.838	
	F	341.50	421.05	889.45	1.002	0.500	444.725	147.185	
	G	341.50	533.33	889.45	1.073	0.511	454.500	150.420	
	H	341.50	/	889.45	0.59	0.420	373.570	123.635	
RDC	A	390.50	533.33	889.45	0.599	0.230	204.573	51.779	576.642
	B	390.50	421.05	889.45	1.073	0.349	310.148	78.502	
	C	390.50	470.58	889.45	1.002	0.333	296.186	74.968	
	D	390.50	571.42	889.45	1.171	0.369	328.207	83.072	
	E	390.50	470.58	889.45	1.171	0.369	328.207	83.072	
	F	390.50	421.05	889.45	1.002	0.333	269.186	74.968	
	G	390.50	533.33	889.45	1.073	0.349	310.148	78.502	
	H	390.50	/	889.45	0.599	0.230	204.573	51.779	

1 <sup>er</sup> 2 <sup>em</sup>	A	288.50	533.33	1052.85	0.506	0.201	211.620	98.133	1112.18
	B	288.50	421.05	1052.85	0.906	0.311	327.436	151.84	
	C	288.50	470.58	1052.85	0.846	0.297	312.696	145.00	
	D	288.50	571.42	1052.85	0.989	0.330	347.440	161.117	
	E	288.50	470.58	1052.85	0.989	0.330	347.440	161.117	
	F	288.50	421.05	1052.85	0.846	0.297	312.696	145.00	
	G	288.50	533.33	1052.85	0.906	0.311	327.436	151.84	
	H	288.50	/	1052.85	0.506	0.201	211.620	98.133	
3, 4,5 Et 6 <sup>eme</sup>	A	286	533.33	652.68	0.817	0.290	189.277	89.31	960.884
	B	286	421.05	652.68	1.462	0.422	275.43	129.967	
	C	286	470.58	652.68	1.366	0.405	264.335	124.731	
	D	286	571.42	652.68	1.596	0.443	289.137	136.434	
	E	286	470.58	652.68	1.596	0.443	289.137	136.434	
	F	286	421.05	652.68	1.366	0.405	264.335	124.731	
	G	286	533.33	652.68	1.462	0.422	275.430	129.967	
	H	286	/	652.68	0.817	0.290	189.277	89.310	
7 et 8 <sup>eme</sup>	A	283.50	533.33	378.08	1.410	0.413	156.147	74.986	758.936
	B	283.50	421.05	378.08	2.524	0.557	210.590	101.131	
	C	283.50	470.58	378.08	2.358	0.541	204.541	98.226	
	D	283.50	571.42	378.08	2.756	0.579	218.908	105.125	
	E	283.50	470.58	378.08	2.756	0.579	218.908	105.125	
	F	283.50	421.05	378.08	2.358	0.541	204.541	98.226	
	G	283.50	533.33	378.08	2.524	0.557	210.590	101.131	
	H	283.50	/	378.08	1.410	0.413	156.147	74.986	

## ➤ Sens transversal :

Niv	Pot	hc cm	$K_{poutre}$ $cm^3$	k poteau $cm^3$	$\bar{K}$	$a_{ij}$	$a_{ij} * K_p$	$r_{ij}$	$R_{ij y}$
S-sol	1	344	259.84	697.67	0.372	0.367	256.04	83.511	511.078
	2	344	424.50	697.67	0.980	0.496	346.04	112.866	
	3	344	287.75	697.67	1.020	0.503	350.92	114.457	
	4	344	343.00	697.67	0.904	0.483	336.97	109.907	
	5	344	/	697.67	0.491	0.397	276.97	90.337	
RDC	1	393	259.84	610.68	0.425	0.175	106.869	26.706	222.808
	2	393	424.50	610.68	1.120	0.358	218.623	54.634	
	3	393	287.75	610.68	1.166	0.368	224.730	56.160	
	4	393	343.00	610.68	1.032	0.340	207.631	51.887	
	5	393	/	610.68	0.561	0.219	133.738	33.421	
1 <sup>er</sup> 2 <sup>em</sup>	1	291	259.84	824.740	0.315	0.136	112.16	51.121	442.44
	2	291	424.50	824.740	0.829	0.293	241.648	110.141	
	3	291	287.75	824.740	0.863	0.301	248.246	113.148	
	4	291	343.00	824.740	0.764	0.276	227.628	103.75	
	5	291	/	824.740	0.415	0.171	141.030	64.280	
3, 4,5 Et 6 <sup>eme</sup>	1	288.50	259.84	495.370	0.524	0.207	102.541	47.551	385.461
	2	288.50	424.50	495.370	1.381	0.408	202.110	93.723	
	3	288.50	287.75	495.370	1.437	0.418	207.064	96.021	
	4	288.50	343.00	495.370	1.273	0.388	192.203	89.129	
	5	288.50	/	495.370	0.692	0.257	127.310	59.037	

7 et 8 <sup>ème</sup>	1	286	259.84	275.34	0.943	0.320	88.108	41.575	305.71
	2	286	424.50	275.34	2.485	0.554	152.538	71.978	
	3	286	287.75	275.34	2.586	0.563	155.016	73.147	
	4	286	343.00	275.34	2.290	0.533	146.756	69.249	
	5	286	/	275.34	1.245	0.383	105.455	49.761	

**IV.3 Caractéristiques géométriques des voiles :**

Les forces sismiques peuvent engendrer des torsions dans les structures sur les quelles elles agissent. Elles sont pratiquement préjudiciables lorsque les résultantes de ses forces se trouvent excentrées de façon notable par rapport au centre de torsion.

Donc le déplacement des voiles doit être le plus adéquat possible de manière à résister à l'effort sismique d'une part et limiter la torsion du bâtiment due aux charges d'autre part.

**IV.3.1 Etude des refends :**

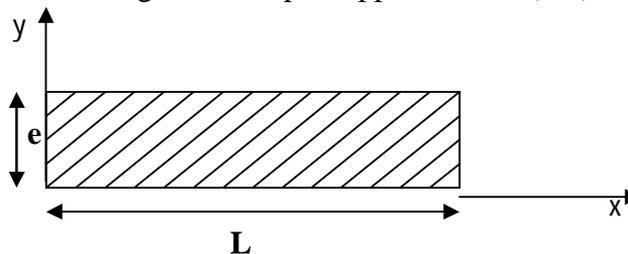
Dans notre structure, on a que des refends pleins

**IV.3.1.1 Calcul des inerties :**

❖ **Refends transversaux:**

$$I_x = \frac{L \times e^3}{12} ; I_y = \frac{e \times L^3}{12}$$

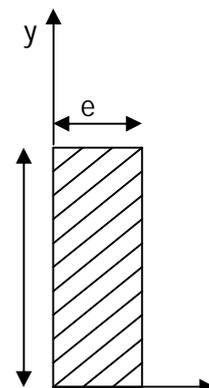
⇒ On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe (x-x), **donc on prend** □



❖ **Refends longitudinaux:**

$$I_y = \frac{L \times e^3}{12} ; I_x = \frac{e \times L^3}{12}$$

⇒ On néglige l'inertie des refends transversaux par rapport à l'axe (y-y), **Donc on prend I<sub>x</sub>**



## ➤ Sens Transversal :

Niveau	voile	h cm	L <sub>VOILES</sub>	e cm	I cm <sup>4</sup>	I <sub>TOT</sub> cm <sup>4</sup>
S-sol	VT1	319	280	20	36586666.67	1773400000
	VT2	319	250	20	26041666.67	
	VT3	319	250	20	26041666.67	
	VT4	319	250	20	26041666.67	
	VT5	319	250	20	26041666.67	
	VT6	319	280	20	36586666.67	
RDC	VT1	368	280	20	36586666.67	1773400000
	VT2	368	250	20	26041666.67	
	VT3	368	250	20	26041666.67	
	VT4	368	250	20	26041666.67	
	VT5	368	250	20	26041666.67	
	VT6	368	280	20	36586666.67	
Etages courant	VT1	266	280	20	36586666.67	1773400000
	VT2	266	250	20	26041666.67	
	VT3	266	250	20	26041666.67	
	VT4	266	250	20	26041666.67	
	VT5	266	250	20	26041666.67	
	VT6	266	280	20	36586666.67	
					SOMME	1773400000

Sens longitudinal :

Niveau	voile	L <sub>VOILES</sub>	e cm	I cm <sup>4</sup>	I <sub>TOT</sub> cm <sup>4</sup>
S-SOL, RDC, étages courants	VL1	150	20	5625000	(97383333.3)
	VL2	100	20	1666666.667	
	VL3	100	20	1666666.667	
	VL4	150	20	5625000	
	VL5	100	20	1666666.667	
	VL6	100	20	1666666.667	
	VL7	100	20	1666666.667	
	VL8	100	20	1666666.667	
	VL9	100	20	1666666.667	
	VL10	250	20	26041666.67	
	VL11	100	20	1666666.667	
	VL12	100	20	1666666.667	
	VL13	250	20	26041666.67	
	VL14	100	20	1666666.667	
	VL15	150	20	5625000	
	VL16	100	20	1666666.667	
	VL17	100	20	1666666.667	
	VL18	150	20	5625000	
				SOMME	973833333

#### IV.4 Calcul des inerties fictives des portiques :

Quand une ossature présente une interaction portique voile, il faut déterminer les inerties fictives des portiques afin de répartir les efforts horizontaux sur les voiles d'une part, et sur les portiques d'autre part, en fonction de leur inertie ; et pour cela nous utiliserons la méthode des approximations successives.

#### IV.4.1 Calcul des inerties des portiques "méthode des approximations successives " :

La méthode est exposée dans l'ouvrage d'ALBERT Feuntes "Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé".

Celle-ci consiste à attribuer "une inertie fictive" aux portiques. Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales à 1 tonne et de comparer ses déplacement aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de force horizontale (1 tonne à chaque niveau).

Connaissant l'inertie du refend choisi, en fixant sa valeur à  $1m^4$ , il est alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau " une inertie fictive " puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et les portiques.

#### IV.4.2 Calcul des flèches dans les refends "Méthode du moment des aires ".

La flèche que prendrait à un niveau (i) suite à une série de forces égales à l'unité (une tonne) est donnée par la formule suivante :

$$f_i = \frac{\sum S_i \times d_i}{E_i \times I} ; I \square 1m^4$$

Avec :

$F_i$  : Flèche au niveau (i).

$S_i$  : Elément de surface du niveau (i)

$d_i$  : Distance entre le centre de gravité du trapèze et son petit cote ( $b_i + 1$ )

$E$  : Module d'élasticité du matériau constituant les refends

D'où : la surface du trapèze :  $S_i = \frac{(b_{i+1} + b_i)}{2} \times h_i$

Le centre de gravité d'un trapèze a sa petite base est :  $d_i = \frac{(2 \times b_i + b_{i+1})}{3 \times (b_i + b_{i+1})} \times h_i$

IV.4.3 Diagramme des moments des aires :

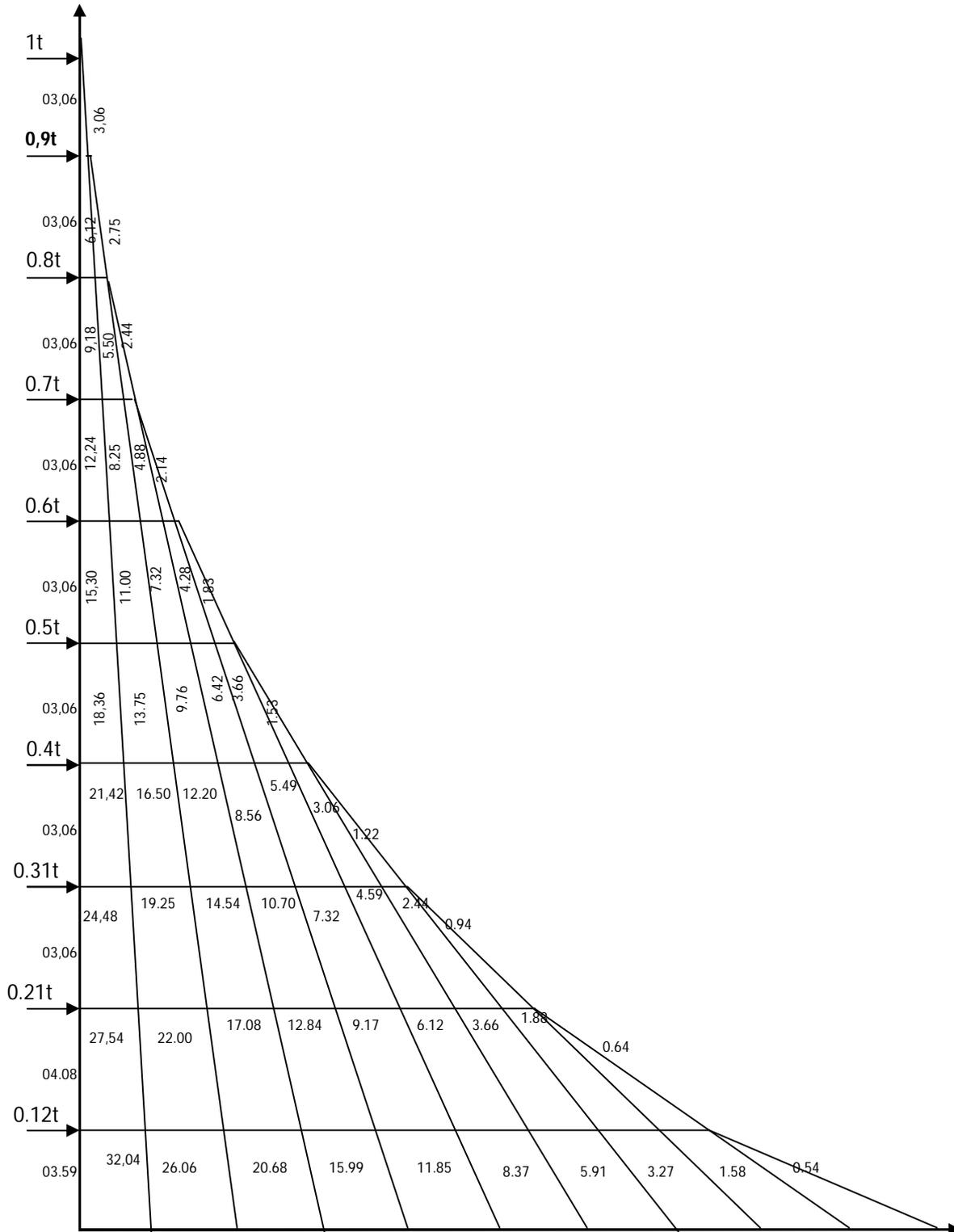


Fig .V.2 . Diagramme des moments des aires

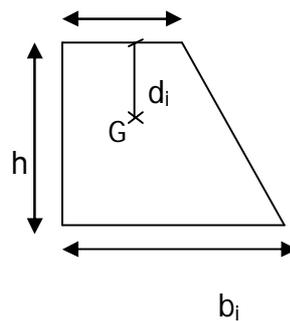


Figure .V.2. Représentation des éléments de surface de tous les niveaux-

#### IV.4.4 Calcul de $S_i \times d_i$ pour les différents niveaux :

❖ Calcul de  $S_i \times d_i$  pour les différents niveaux :

NIV	m				m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	Fi *EI
	h	b <sub>i</sub>	b <sub>i+1</sub>	d <sub>i</sub>	S <sub>i</sub>	S <sub>i</sub> *d <sub>i</sub>	
10	3.06	3.06	0	2.04	4.68	9.54	49379.48
9	3.06	9.18	3.06	1.79	18.73	33.52	42390.13
8	3.06	18.36	9.18	1.70	42.13	71.62	36594.29
7	3.06	30.6	18.36	1.65	74.91	123.60	30304.42
6	3.06	50.15	30.6	1.65	123.54	203.84	24194.97
5	3.06	68.51	50.15	1.60	181.55	290.48	18383.31
4	3.06	89.93	68.51	1.59	242.41	385.43	12580.97
3	3.06	114.41	89.93	1.59	312.64	497.09	8344.62
2	4.08	142.97	114.41	2.11	525.05	1107.85	4493.70
1	3.59	175.12	142.97	1.85	570.97	1056.29	1056.29

#### IV.4.5 Calcul des flèches par niveau :

$$f_1 = \frac{[s_1 \cdot d_1]}{EI} \Rightarrow f_1 = \frac{333.5}{EI}$$

$$f_2 = \frac{[s_2 \cdot d_2 + s_1(d_1 + h_2)]}{EI} \Rightarrow f_2 = \frac{940.80}{EI}$$

$$f_3 = \frac{[s_3 \cdot d_3 + s_2(d_2 + h_3) + s_1(d_1 + h_2 + h_3)]}{EI} \Rightarrow f_3 = \frac{1724.7}{EI}$$

$$f_4 = \frac{[s_4 \cdot d_4 + s_3(d_3 + h_4) + s_2(d_2 + h_3 + h_4) + s_1(d_1 + h_2 + h_3 + h_4)]}{EI} \Rightarrow f_4 = \frac{2599.3}{EI}$$

$$f_5 = \frac{[s_5 \cdot d_5 + s_4(d_4 + h_5) + s_3(d_3 + h_4 + h_5) + s_2(d_2 + h_3 + h_4 + h_5) + s_1(d_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5)]}{EI}$$

$$\Rightarrow f_5 = \frac{3507.4}{EI}$$

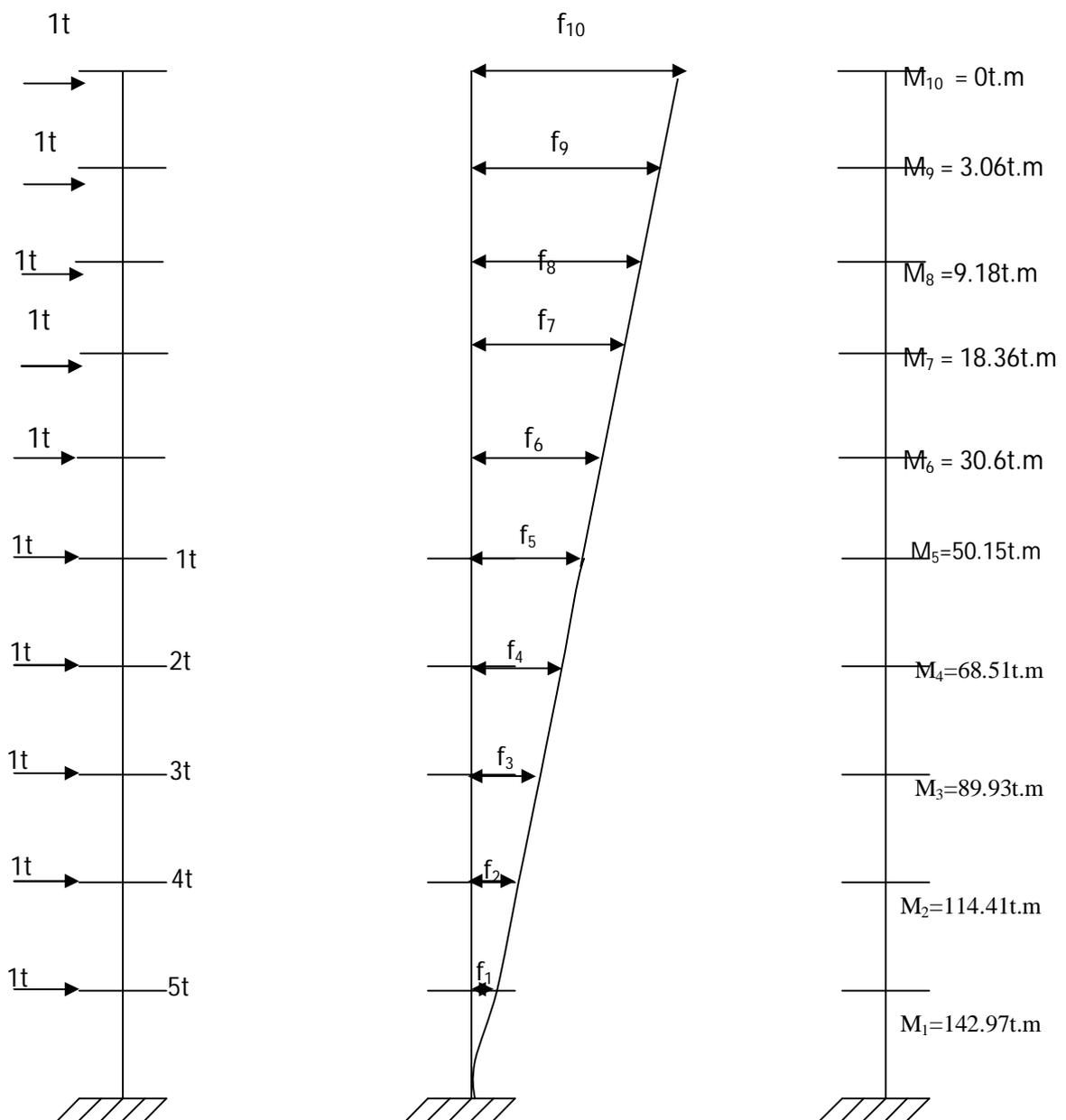


Figure V. 3 : Schématisation de la flèche

**IV.5 Calcul des déplacements des portiques :**

$$D_n = h \times E \psi_n$$

$$\text{Avec } E \psi_n = \frac{M_n}{12 \times \sum Kp_n} + \frac{E \theta_n + E \theta_{(n-1)}}{2}$$

Avec :

$h$  : hauteur d'étage

$E$  : module de young du béton

$\theta_n; \theta_{n+1}$  : Rotation d'étage

$n$  : étage.

❖ Pour le 1<sup>er</sup> niveau on a un encastrement :  $E \theta_i = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum Kt_n + 2 \sum Kp_n}$

❖ Pour les niveaux courants articulés :  $E \theta_i = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum Kt_n}$

Avec :

$K_{tn}$  : raideurs des poutres par niveau.

$K_{pn}$  : raideurs des poteaux par niveau.

**Inerties fictives des portiques :**

$$I_{e.i} = \frac{f_i}{D_i}$$

Avec :

$I_{e.i}$  : inertie équivalente du niveau (i)

$f_i$  : flèche du refend au du niveau (i)

$D_i$  : déplacement du portique au niveau (i)

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ **Sens transversal :**

Niveau	Port	$M_{n+1}$	$M_n$	$\sum K_{pout} 10^7$	$\sum K_{pot} 10^4$	$E \theta_n$	$E \psi_n$	$D_n$	$\sum \Delta i$	$F_i$	$I_{eiy}$
8	(A-A)	0	3.06	13.15	13.76	96.95	193.92	593.39	26718.94	49379.48	0.18
	(B-B)	0	3.06	13.15	13.76	96.95	193.92	593.39	26718.94	49379.48	0.18
	(C-C)	0	3.06	13.15	13.76	96.95	193.92	593.39	26718.94	49379.48	0.18
	(D-D)	0	3.06	13.15	13.76	96.95	193.92	593.39	26718.94	49379.48	0.18
	(E-E)	0	3.06	13.15	13.76	96.95	193.92	593.39	26718.94	49379.48	0.18
	(F-F)	0	3.06	13.15	13.76	96.95	193.92	593.39	26718.94	49379.48	0.18
	(G-G)	0	3.06	13.15	13.76	96.95	193.92	593.39	26718.94	49379.48	0.18
	(H-H)	0	3.06	13.15	13.76	96.95	193.92	593.39	26718.94	49379.48	0.18

7	(A-A)	3.06	6.12	13.15	13.76	290.87	387.95	1187.12	26125.55	42390.13	0.16
	(B-B)	3.06	6.12	13.15	13.76	290.87	387.95	1187.12	26125.55	42390.13	0.16
	(C-C)	3.06	6.12	13.15	13.76	290.87	387.95	1187.12	26125.55	42390.13	0.16
	(D-D)	3.06	6.12	13.15	13.76	290.87	387.95	1187.12	26125.55	42390.13	0.16
	(E-E)	3.06	6.12	13.15	13.76	290.87	387.95	1187.12	26125.55	42390.13	0.16
	(F-F)	3.06	6.12	13.15	13.76	290.87	387.95	1187.12	26125.55	42390.13	0.16
	(G-G)	3.06	6.12	13.15	13.76	290.87	387.95	1187.12	26125.55	42390.13	0.16
	(H-H)	3.06	6.12	13.15	13.76	290.87	387.95	1187.12	26125.55	42390.13	0.16
6	(A-A)	6.12	9.18	13.15	24.76	484.79	581.77	1780.21	24938.43	36594.29	0.14
	(B-B)	6.12	9.18	13.15	24.76	484.79	581.77	1780.21	24938.43	36594.29	0.14
	(C-C)	6.12	9.18	13.15	24.76	484.79	581.77	1780.21	24938.43	36594.29	0.14
	(D-D)	6.12	9.18	13.15	24.76	484.79	581.77	1780.21	24938.43	36594.29	0.14
	(E-E)	6.12	9.18	13.15	24.76	484.79	581.77	1780.21	24938.43	36594.29	0.14
	(F-F)	6.12	9.18	13.15	24.76	484.79	581.77	1780.21	24938.43	36594.29	0.14
	(G-G)	6.12	9.18	13.15	24.76	484.79	581.77	1780.21	24938.43	36594.29	0.14
	(H-H)	6.12	9.18	13.15	24.76	484.79	581.77	1780.21	24938.43	36594.29	0.14
5	(A-A)	9.18	12.24	13.15	24.76	678.70	775.70	2373.64	23158.22	30304.42	0.13
	(B-B)	9.18	12.24	13.15	24.76	678.70	775.70	2373.64	23158.22	30304.42	0.13
	(C-C)	9.18	12.24	13.15	24.76	678.70	775.70	2373.64	23158.22	30304.42	0.13
	(D-D)	9.18	12.24	13.15	24.76	678.70	775.70	2373.64	23158.22	30304.42	0.13
	(E-E)	9.18	12.24	13.15	24.76	678.70	775.70	2373.64	23158.22	30304.42	0.13
	(F-F)	9.18	12.24	13.15	24.76	678.70	775.70	2373.64	23158.22	30304.42	0.13
	(G-G)	9.18	12.24	13.15	24.76	678.70	775.70	2373.64	23158.22	30304.42	0.13
	(H-H)	9.18	12.24	13.15	24.76	678.70	775.70	2373.64	23158.22	30304.42	0.13
4	(A-A)	12.24	15.3	13.15	24.76	872.62	969.62	2967.03	20784.58	24194.97	0.11
	(B-B)	12.24	15.3	13.15	24.76	872.62	969.62	2967.03	20784.58	24194.97	0.11
	(C-C)	12.24	15.3	13.15	24.76	872.62	969.62	2967.03	20784.58	24194.97	0.11
	(D-D)	12.24	15.3	13.15	24.76	872.62	969.62	2967.03	20784.58	24194.97	0.11
	(E-E)	12.24	15.3	13.15	24.76	872.62	969.62	2967.03	20784.58	24194.97	0.11
	(F-F)	12.24	15.3	13.15	24.76	872.62	969.62	2967.03	20784.58	24194.97	0.11
	(G-G)	12.24	15.3	13.15	24.76	872.62	969.62	2967.03	20784.58	24194.97	0.11
	(H-H)	12.24	15.3	13.15	24.76	872.62	969.62	2967.03	20784.58	24194.97	0.11
3	(A-A)	15.3	18.36	13.15	24.76	1066.53	1163.52	3560.40	17817.55	18383.31	0.10
	(B-B)	15.3	18.36	13.15	24.76	1066.53	1163.52	3560.40	17817.55	18383.31	0.10
	(C-C)	15.3	18.36	13.15	24.76	1066.53	1163.52	3560.40	17817.55	18383.31	0.10
	(D-D)	15.3	18.36	13.15	24.76	1066.53	1163.52	3560.40	17817.55	18383.31	0.10
	(E-E)	15.3	18.36	13.15	24.76	1066.53	1163.52	3560.40	17817.55	18383.31	0.10
	(F-F)	15.3	18.36	13.15	24.76	1066.53	1163.52	3560.40	17817.55	18383.31	0.10
	(G-G)	15.3	18.36	13.15	24.76	1066.53	1163.52	3560.40	17817.55	18383.31	0.10
	(H-H)	15.3	18.36	13.15	24.76	1066.53	1163.52	3560.40	17817.55	18383.31	0.10
2	(A-A)	18.36	21.42	13.15	41.23	1260.45	1357.45	4153.79	14257.15	12580.97	0.08
	(B-B)	18.36	21.42	13.15	41.23	1260.45	1357.45	4153.79	14257.15	12580.97	0.08
	(C-C)	18.36	21.42	13.15	41.23	1260.45	1357.45	4153.79	14257.15	12580.97	0.08
	(D-D)	18.36	21.42	13.15	41.23	1260.45	1357.45	4153.79	14257.15	12580.97	0.08
	(E-E)	18.36	21.42	13.15	41.23	1260.45	1357.45	4153.79	14257.15	12580.97	0.08
	(F-F)	18.36	21.42	13.15	41.23	1260.45	1357.45	4153.79	14257.15	12580.97	0.08
	(G-G)	18.36	21.42	13.15	41.23	1260.45	1357.45	4153.79	14257.15	12580.97	0.08
	(H-H)	18.36	21.42	13.15	41.23	1260.45	1357.45	4153.79	14257.15	12580.97	0.08
1	(A-A)	21.42	24.48	13.15	41.23	1454.37	1563.03	4782.87	4782.87	8344.62	0.17
	(B-B)	21.42	24.48	13.15	41.23	1454.37	1563.03	4782.87	4782.87	8344.62	0.17
	(C-C)	21.42	24.48	13.15	41.23	1454.37	1563.03	4782.87	4782.87	8344.62	0.17

	(D-D)	21.42	24.48	13.15	41.23	1454.37	1563.03	4782.87	4782.87	8344.62	0.17
	(E-E)	21.42	24.48	13.15	41.23	1454.37	1563.03	4782.87	4782.87	8344.62	0.17
	(F-F)	21.42	24.48	13.15	41.23	1454.37	1563.03	4782.87	4782.87	8344.62	0.17
	(G-G)	21.42	24.48	13.15	41.23	1454.37	1563.03	4782.87	4782.87	8344.62	0.17
	(H-H)	21.42	24.48	13.15	41.23	1454.37	1563.03	4782.87	4782.87	8344.62	0.17
RDC	(A-A)	24.48	28.56	13.15	30.53	1680.60	1628.08	6642.56	9474.28	4493.70	0.17
	(B-B)	24.48	28.56	13.15	30.53	1680.60	1628.08	6642.56	9474.28	4493.70	0.17
	(C-C)	24.48	28.56	13.15	30.53	1680.60	1628.08	6642.56	9474.28	4493.70	0.17
	(D-D)	24.48	28.56	13.15	30.53	1680.60	1628.08	6642.56	9474.28	4493.70	0.17
	(E-E)	24.48	28.56	13.15	30.53	1680.60	1628.08	6642.56	9474.28	4493.70	0.17
	(F-F)	24.48	28.56	13.15	30.53	1680.60	1628.08	6642.56	9474.28	4493.70	0.17
	(G-G)	24.48	28.56	13.15	30.53	1680.60	1628.08	6642.56	9474.28	4493.70	0.17
	(H-H)	24.48	28.56	13.15	30.53	1680.60	1628.08	6642.56	9474.28	4493.70	0.17
Sous sol	(A-A)	28.56	32.15	13.15	34.88	1575.41	788.78	2831.72	2831.72	1056.29	0.037
	(B-B)	28.56	32.15	13.15	34.88	1575.41	788.78	2831.72	2831.72	1056.29	0.037
	(C-C)	28.56	32.15	13.15	34.88	1575.41	788.78	2831.72	2831.72	1056.29	0.037
	(D-D)	28.56	32.15	13.15	34.88	1575.41	788.78	2831.72	2831.72	1056.29	0.037
	(E-E)	28.56	32.15	13.15	34.88	1575.41	788.78	2831.72	2831.72	1056.29	0.037
	(F-F)	28.56	32.15	13.15	34.88	1575.41	788.78	2831.72	2831.72	1056.29	0.037
	(G-G)	28.56	32.15	13.15	34.88	1575.41	788.78	2831.72	2831.72	1056.29	0.037
	(H-H)	28.56	32.15	13.15	34.88	1575.41	788.78	2831.72	2831.72	1056.29	0.037

Somme : 5.73

➤ Sens longitudinal :

Niveau	Port	$M_{n+1}$	$M_n$	$\sum K_{pot} 10^4$	$\sum K_{pot} 10^4$	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$D_n$	$\sum \Delta i$	$F_i$	$I_{eiy}$
8	(1-1)	0	3.06	34.21	32.24	37.26	74.53	228.06	11865.39	49379.48	0.41
	(2-2)	0	3.06	34.21	32.24	37.26	74.53	228.06	11865.39	49379.48	0.41
	(3-3)	0	3.06	34.21	32.24	37.26	74.53	228.06	11865.39	49379.48	0.41
	(4-4)	0	3.06	34.21	32.24	37.26	74.53	228.06	11865.39	49379.48	0.41
	(5-5)	0	3.06	34.21	32.24	37.26	74.53	228.06	11865.39	49379.48	0.41
7	(1-1)	3.06	6.12	34.21	32.24	111.80	149.08	456.18	11637.33	42390.13	0.36
	(2-2)	3.06	6.12	34.21	32.24	111.80	149.08	456.18	11637.33	42390.13	0.36
	(3-3)	3.06	6.12	34.21	32.24	111.80	149.08	456.18	11637.33	42390.13	0.36
	(4-4)	3.06	6.12	34.21	32.24	111.80	149.08	456.18	11637.33	42390.13	0.36
	(5-5)	3.06	6.12	34.21	32.24	111.80	149.08	456.18	11637.33	42390.13	0.36

6	(1-1)	6.12	9.18	34.21	52.21	186.34	223.62	684.27	11181.15	36594.29	0.32
	(2-2)	6.12	9.18	34.21	52.21	186.34	223.62	684.27	11181.15	36594.29	0.32
	(3-3)	6.12	9.18	34.21	52.21	186.34	223.62	684.27	11181.15	36594.29	0.32
	(4-4)	6.12	9.18	34.21	52.21	186.34	223.62	684.27	11181.15	36594.29	0.32
	(5-5)	6.12	9.18	34.21	52.21	186.34	223.62	684.27	11181.15	36594.29	0.32
5	(1-1)	9.18	12.24	34.21	52.21	260.88	298.16	912.36	10496.88	30304.42	0.28
	(2-2)	9.18	12.24	34.21	52.21	260.88	298.16	912.36	10496.88	30304.42	0.28
	(3-3)	9.18	12.24	34.21	52.21	260.88	298.16	912.36	10496.88	30304.42	0.28
	(4-4)	9.18	12.24	34.21	52.21	260.88	298.16	912.36	10496.88	30304.42	0.28
	(5-5)	9.18	12.24	34.21	52.21	260.88	298.16	912.36	10496.88	30304.42	0.28
4	(1-1)	12.24	15.3	34.21	52.21	335.42	372.71	1040.49	9584.52	24194.97	0.25
	(2-2)	12.24	15.3	34.21	52.21	335.42	372.71	1040.49	9584.52	24194.97	0.25
	(3-3)	12.24	15.3	34.21	52.21	335.42	372.71	1040.49	9584.52	24194.97	0.25
	(4-4)	12.24	15.3	34.21	52.21	335.42	372.71	1040.49	9584.52	24194.97	0.25
	(5-5)	12.24	15.3	34.21	52.21	335.42	372.71	1040.49	9584.52	24194.97	0.25
3	(1-1)	15.3	18.36	34.21	52.21	409.96	447.25	1368.64	8544.03	18383.31	0.21
	(2-2)	15.3	18.36	34.21	52.21	409.96	447.25	1368.64	8544.03	18383.31	0.21
	(3-3)	15.3	18.36	34.21	52.21	409.96	447.25	1368.64	8544.03	18383.31	0.21
	(4-4)	15.3	18.36	34.21	52.21	409.96	447.25	1368.64	8544.03	18383.31	0.21
	(5-5)	15.3	18.36	34.21	52.21	409.96	447.25	1368.64	8544.03	18383.31	0.21
2	(1-1)	18.36	21.42	34.21	84.22	484.50	521.79	1596.67	7175.39	12580.97	0.17
	(2-2)	18.36	21.42	34.21	84.22	484.50	521.79	1596.67	7175.39	12580.97	0.17
	(3-3)	18.36	21.42	34.21	84.22	484.50	521.79	1596.67	7175.39	12580.97	0.17
	(4-4)	18.36	21.42	34.21	84.22	484.50	521.79	1596.67	7175.39	12580.97	0.17
	(5-5)	18.36	21.42	34.21	84.22	484.50	521.79	1596.67	7175.39	12580.97	0.17

1	(1-1)	21.42	24.48	34.21	84.22	559.04	602.55	1843.80	5578.72	8344.62	0.14
	(2-2)	21.42	24.48	34.21	84.22	559.04	602.55	1843.80	5578.72	8344.62	0.14
	(3-3)	21.42	24.48	34.21	84.22	559.04	602.55	1843.80	5578.72	8344.62	0.14
	(4-4)	21.42	24.48	34.21	84.22	559.04	602.55	1843.80	5578.72	8344.62	0.14
	(5-5)	21.42	24.48	34.21	84.22	559.04	602.55	1843.80	5578.72	8344.62	0.14
RDC	(1-1)	24.48	28.56	34.21	62.22	646.01	638.14	2603.61	3734.92	4493.70	0.12
	(2-2)	24.48	28.56	34.21	62.22	646.01	638.14	2603.61	3734.92	4493.70	0.12
	(3-3)	24.48	28.56	34.21	62.22	646.01	638.14	2603.61	3734.92	4493.70	0.12
	(4-4)	24.48	28.56	34.21	62.22	646.01	638.14	2603.61	3734.92	4493.70	0.12
	(5-5)	24.48	28.56	34.21	62.22	646.01	638.14	2603.61	3734.92	4493.70	0.12
Sous sol	(1-1)	28.56	32.15	34.21	71.15	630.20	315.13	1131.31	1131.31	1056.29	0.09
	(2-2)	28.56	32.15	34.21	71.15	630.20	315.13	1131.31	1131.31	1056.29	0.09
	(3-3)	28.56	32.15	34.21	71.15	630.20	315.13	1131.31	1131.31	1056.29	0.09
	(4-4)	28.56	32.15	34.21	71.15	630.20	315.13	1131.31	1131.31	1056.29	0.09
	(5-5)	28.56	32.15	34.21	71.15	630.20	315.13	1131.31	1131.31	1056.29	0.09
<b>Somme :</b>										<b>4.15</b>	

#### IV.6. Interprétation des résultats :

##### ❖ sens transversal :

- La moyenne des inerties des portiques =  $5.73\text{m}^4$
- L'inertie des voiles transversaux =  $17.73\text{m}^4$
- Inertie totale (voiles + portique) =  $23.46\text{m}^4$

Portiques  $\implies$  **24.42 %**

Voiles  $\implies$  **75.57 %**

**❖ Sens longitudinal :**

- La moyenne des inerties des portiques =  $4.15 \text{ m}^4$
- L'inertie des voiles =  $9.73 \text{ m}^4$
- Inertie totale (voiles + portique) =  $13.6 \text{ m}^4$

Portiques  $\Rightarrow$  **29.89 %**

Voiles  $\Rightarrow$  **70.11 %**

**IV.7.Conclusion**

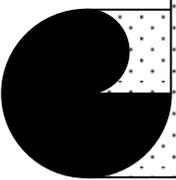
**Le RPA 99** prescrit pour ce système de contreventement « mixte » assuré par les voiles et les portiques les recommandations suivantes :

Dans le système de contreventement mixte, les voiles reprennent au plus de **20%** des charges verticales, le reste est repris par les portiques par contre les forces horizontales sont reprises par les voiles et les portiques proportionnellement a leurs rigidités.



*Chapitre V :*

*Modélisation ETABS  
Et vérifications RPA.*



### Introduction :

La principale cause des endommagements dans une structure durant un séisme est sa réponse inadaptée au mouvement appliqué à sa base. Ce paramètre est très essentiel dans la détermination des dimensions et positionnement des éléments de contreventement.

Pour effectuer l'étude au séisme, le calcul manuel devient impossible surtout s'agissant d'un nombre important d'étages ainsi qu'un nombre de degrés de liberté élevé. L'emploi de logiciels spécifiques est alors indispensable, tel que le **SAP 2000**, **ETABS**, **ROBOT BAT**, Ils sont basés sur la méthode des éléments finis (M.E.F). Cette dernière est caractérisée par le découpage de l'élément à étudier en un nombre finis d'éléments (discrétisation), et produire ensuite les matrices rigidités et déplacements. D'où la nécessité d'avoir une idée globale sur cette méthode.

L'étude avec logiciel de calcul se fonde sur la conception d'un modèle de structure identique à celui à réaliser, de lui introduire les charges et surcharges, ainsi qu'un spectre de calcul (spectre du RPA), et d'interpréter ensuite la réponse de la structure sous forme d'efforts internes (effort normal, effort tranchant, et moment fléchissant).

#### V.1. Concept de base de la M.E.F

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour Les cas de structures ayant des éléments plans ou volumiques. La structure est considérée comme étant un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres ». Pour chaque type d'élément, une (fonction de forme) fonction de déformation de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant que les déformations aux niveaux des nœuds sont inconnues. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

#### V.2. Description du logiciel ETABS :( Extended Three Dimensions Analyses Building Systems).

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures de génie civil, particulièrement adaptée aux bâtiments. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration.... etc.

<b>Rappel :</b> ( terminologie)	
Grid line :	ligne de grille
Joints :	nœuds
Frame :	portique (cadre)
Shell :	voile
Element :	élément
Restraints :	encasté
Loads :	charge
Uniformed loads :	charge uniforme
Define :	définir
Material :	matériaux
Concrete :	béton
Steel :	acier
Frame section :	coffrage
Column :	poteau
Beam :	poutre
File :	fichier
Copy :	copier
Move :	déplacer
Save :	enregistrer
Save as :	enregistrer sous
Add :	ajouter
Delete :	supprimer
Story :	étage
Height :	hauteur
Tickness :	épaisseur

**V.3.Manuel d'utilisation de L'ETABS :** La version exploitée est celle de l'ETABS v 9.7

Pour ouvrir l'ETABS on clique sur son icône (fig1) :



**FigV.1**

**-Etapas de la modélisation :** Les différentes étapes à suivre sont les suivantes :

**A. Première étape :**

Elle consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

➤ **Choix des unités :**

Le choix du système d'unités se fait en bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements. Les résultats de la modélisation sont donnés suivant les unités choisies.

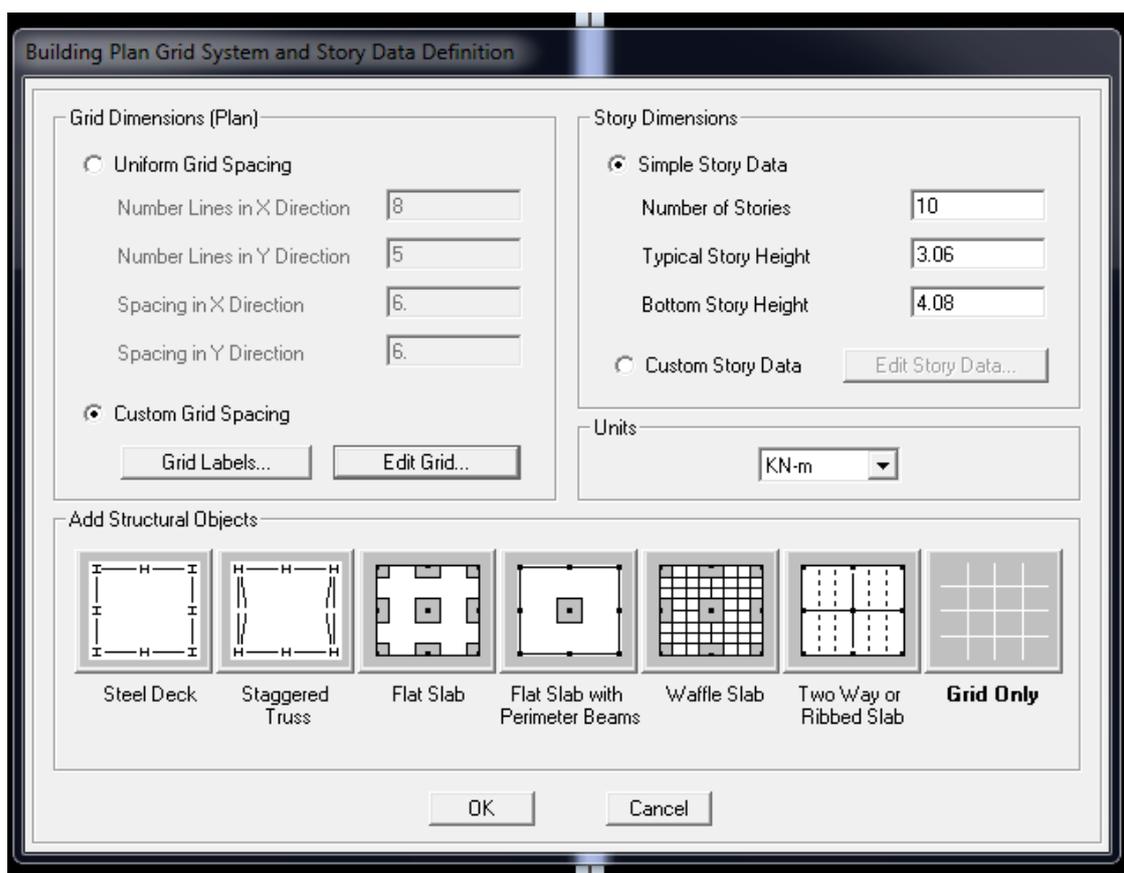


FigV.2

➤ **Géométrie de base :**

Dans le menu en haut de l'écran on sélectionne **File** ⇒ **New model** ⇒ **Default.edb**. Cette option permet d'introduire les caractéristiques suivantes :

- ❖ Le nombre de portiques suivant x-x, (8 lignes suivant x-x)
- ❖ Le nombre de portique suivant y-y, (5 lignes suivant y-y)
- ❖ Le nombre d'étages, (R+8+sous sol)



❖ FigV.3. Géométrie de base

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre en 2D suivant l'un des plans suivants : **X-Y. X-Z. Y-Z.**

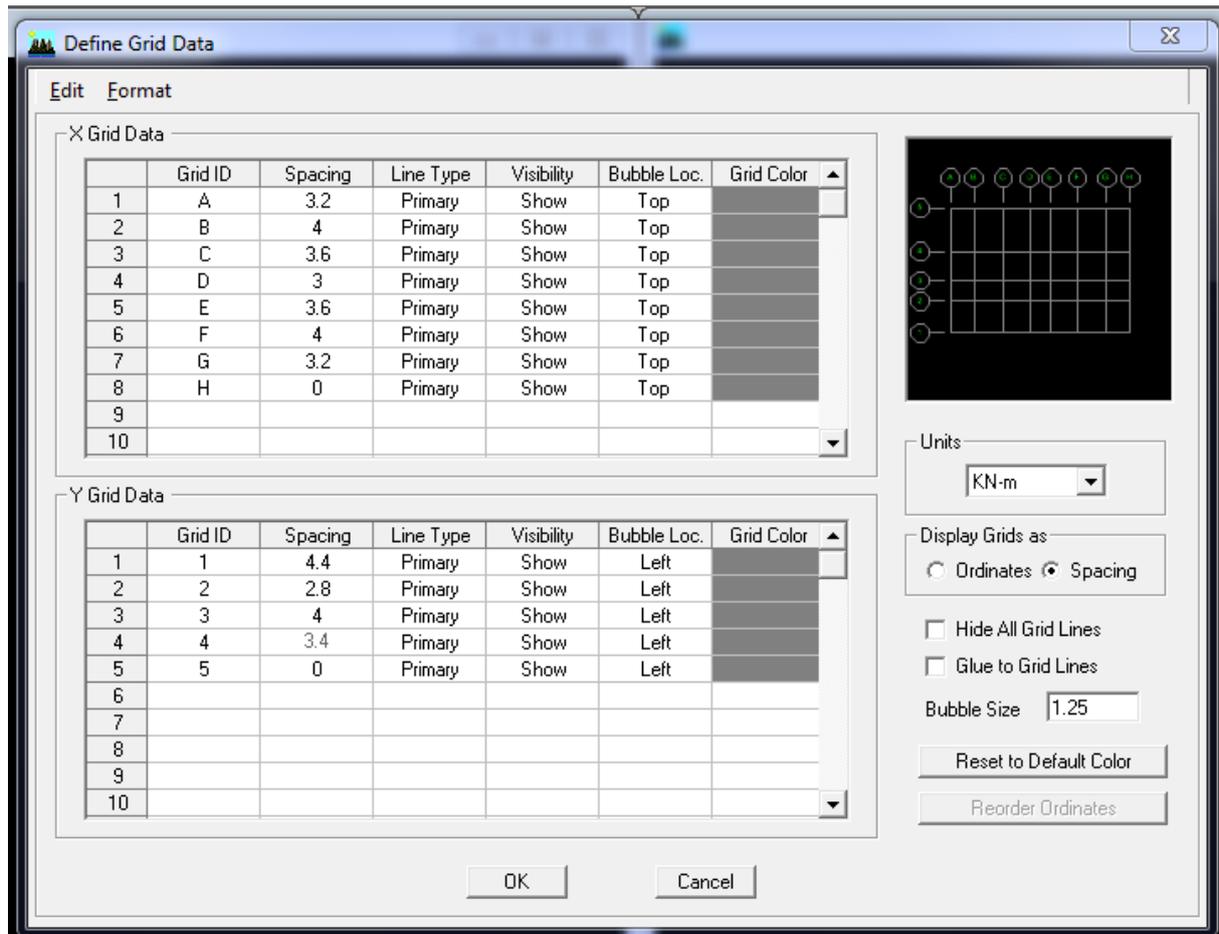
➤ **Modification de la géométrie de base :**

On procédera à la modification des longueurs des trames et des hauteurs d'étage,



-On clique sur **1**

-On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**



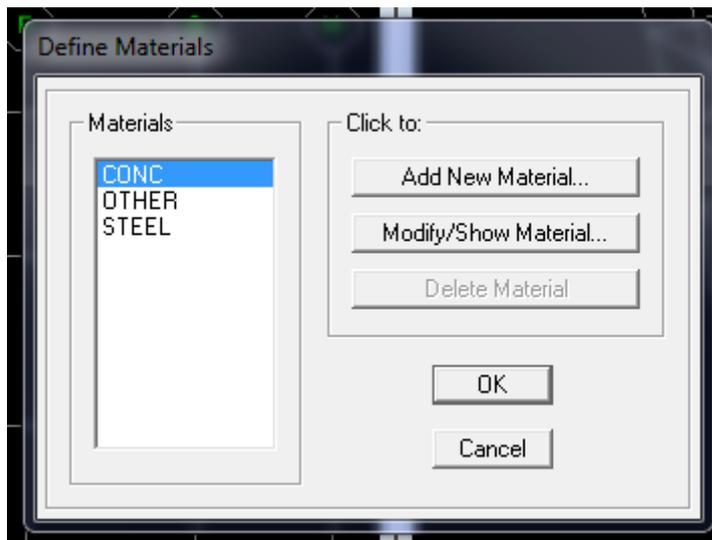
**FigV.4. Modification des longueurs de trames suivant X-X et Y-Y**

**B. deuxième étape :**

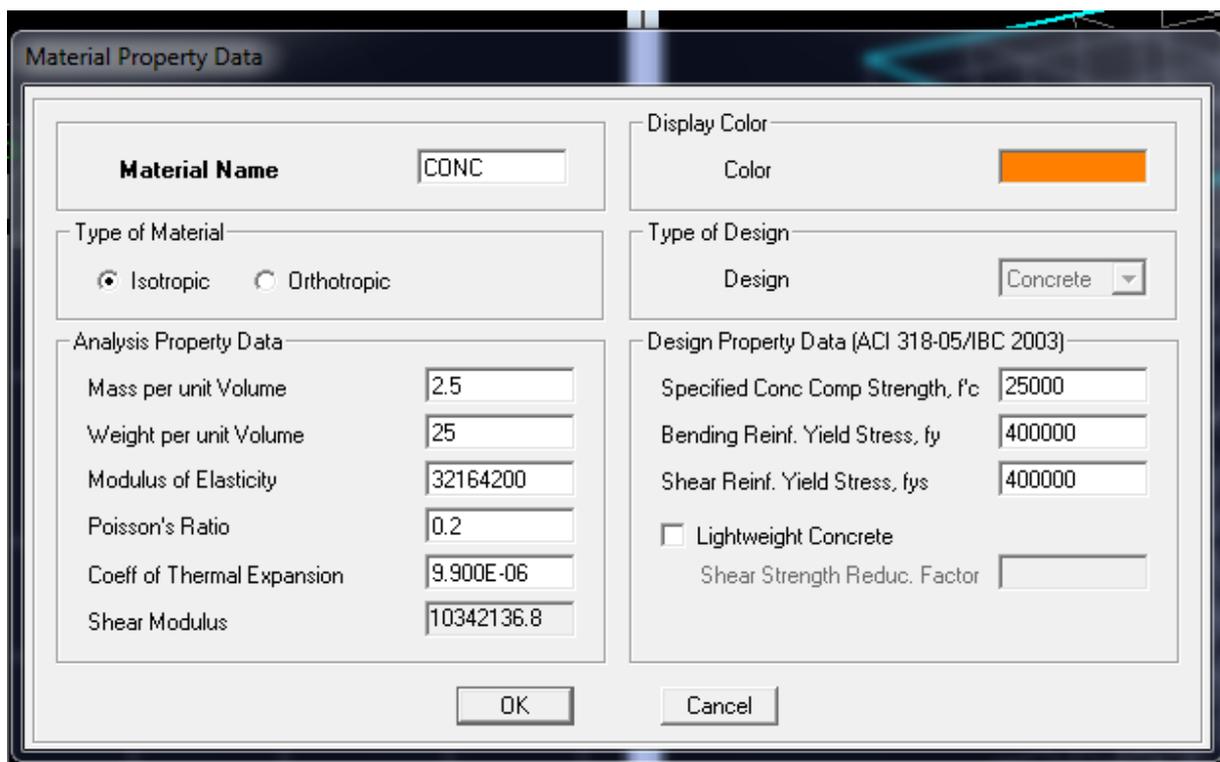
La deuxième étape consiste en la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

**Remarque :** Les caractéristiques à introduire doivent être prises suivant les unités choisis (KN-m).

On clique sur **Define** ⇒ **Material proprietes** et sélectionner **Add new material**, ou bien sur l'icone  et on apporte les modifications inscrites dans la **figure V7**:



FigV.6 : définir un nouveau matériau



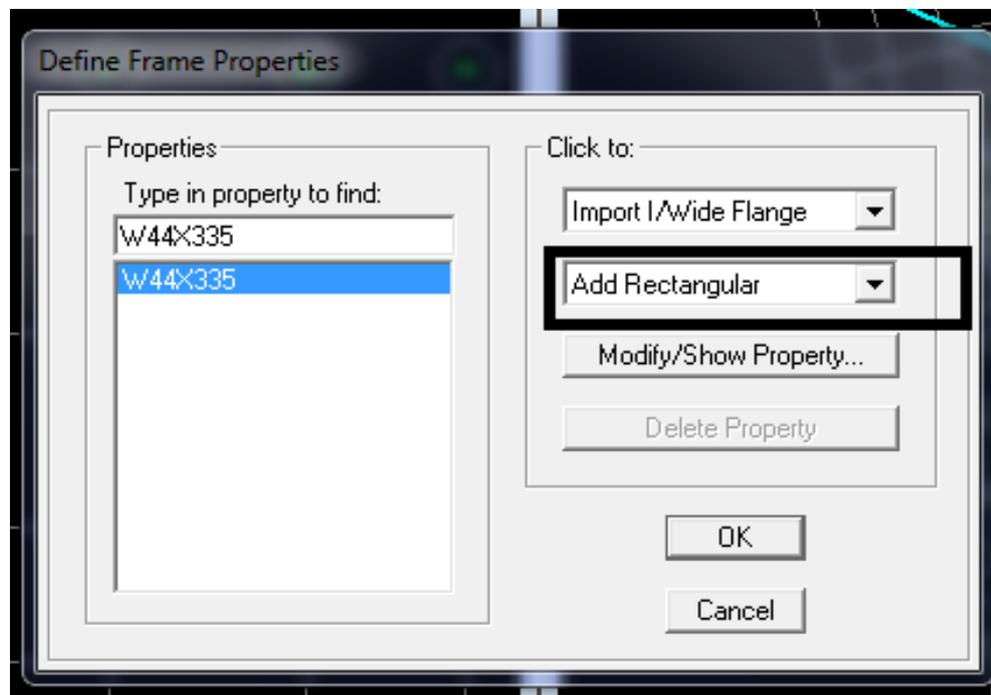
FigV.7. Introduction des propriétés mécaniques du béton,

➤ **Troisième étape :**

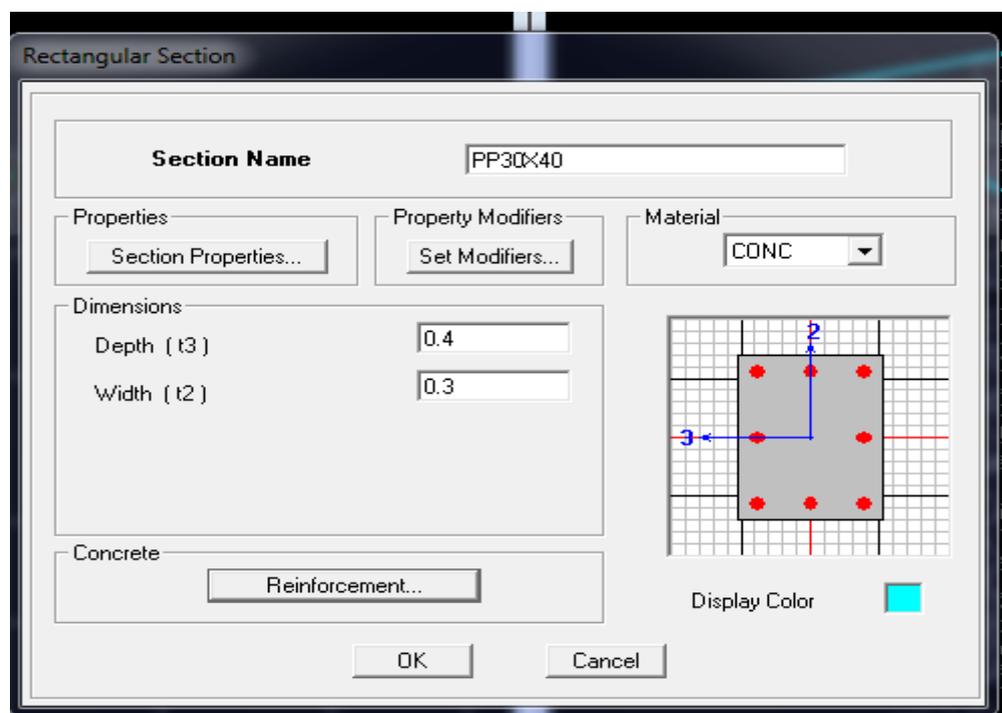
Cette étape consiste en l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutres, poteaux et voiles), en introduisant les dimensions de ces éléments.

Les sections des poutres principales, secondaires, et des poteaux sont introduites de la même manière comme suit :

Choisir le menu **Define** ⇒ **Frame sections** (  ), On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (Toutes les sections en béton armé à modéliser sont rectangulaires).



FigV.8.dimensions des éléments



FigV.9 dimensionnement des éléments

L'icône **Reinforcement** ouvre une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures

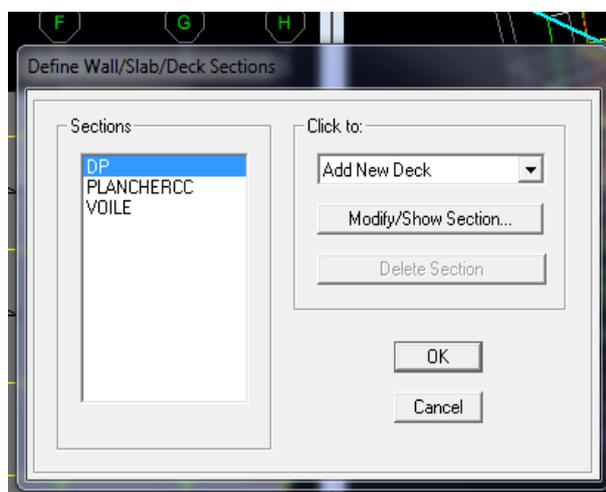
Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS

- ❖ Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments.
- ❖ Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voiles, planchers).

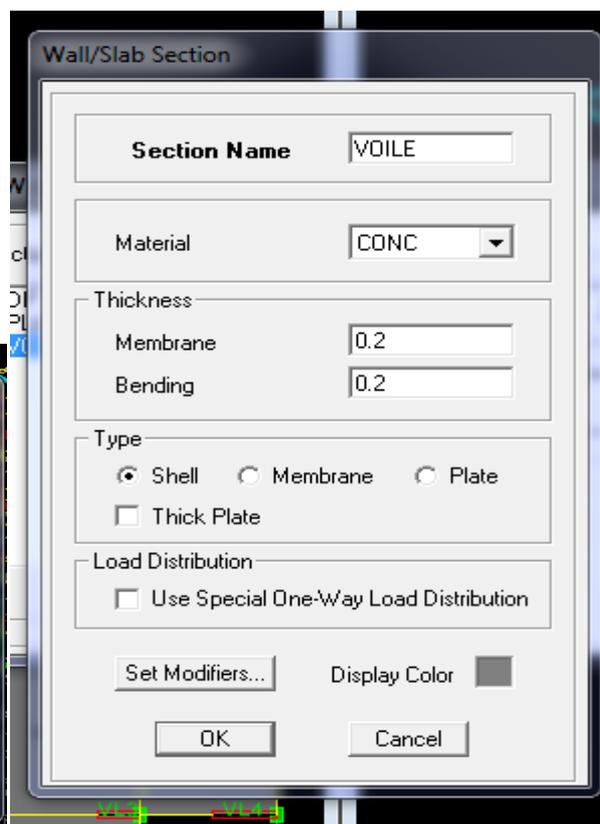
On suivra les instructions suivantes :

**Define** ⇒ wall/slab/deck section ⇒ **Add new Wall** pour l'element voile (**Fig11**)

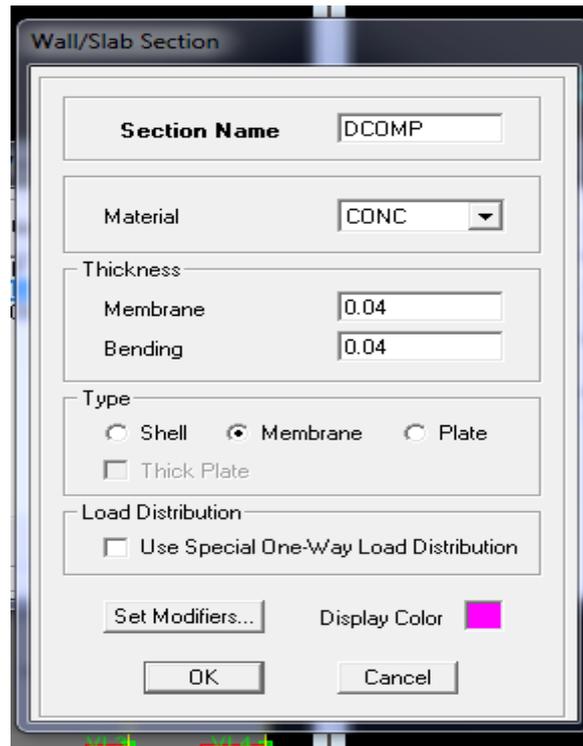
**Define** ⇒ wall/slab/deck section ⇒ **Add new slab** pour l'element plancher (**Fig12**)



FigV.10 .Insertion de l'élément voile



FigV.11.Dimensionnement des voiles



FigV.12 Dimensionnement du plancher (dalle de compression)

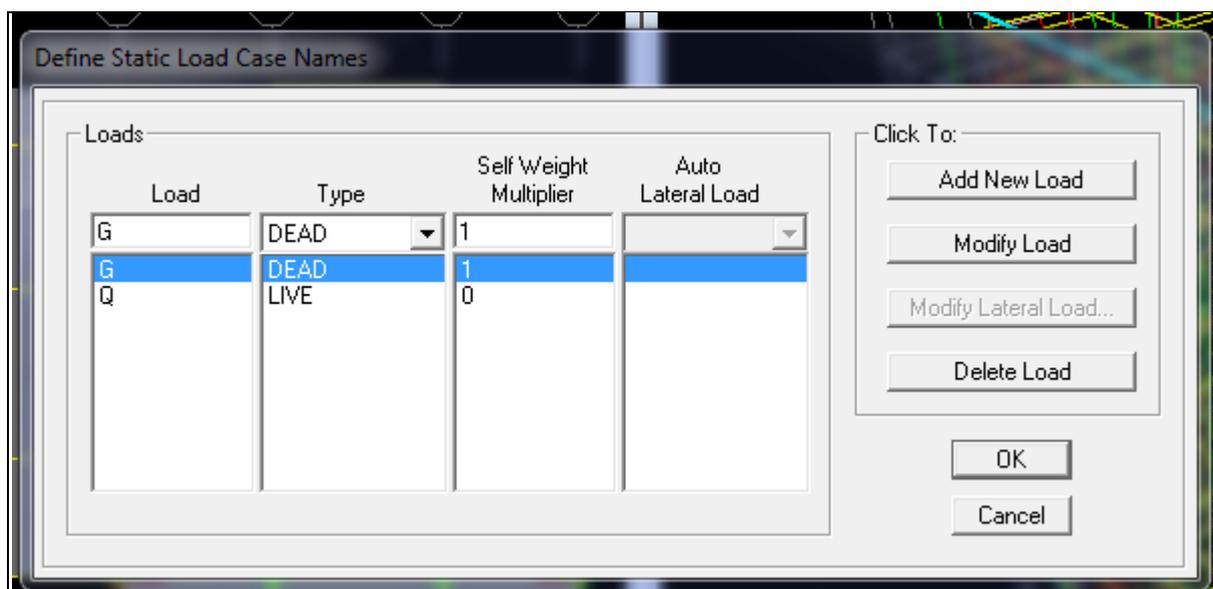
➤ **Quatrième étape :**

Cette étape consiste à définir les charges appliquées à la structure modélisée.

❖ **Charges statiques (G et Q):**

La structure est soumise aux charges suivantes :

Charges permanentes (**G**) et charges d'exploitation **Q**. Pour définir ces deux contités on clique sur : **Define** ⇒ **Static Load Cases**, Ou bien l'icone: 



, FigV.13. définition des charges G et Q

## ❖ Charge dynamique (E):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse qui correspond à la charge sismique.

Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération  $[(S_a/g)$  Accélération spectrale] pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres  $T$ .

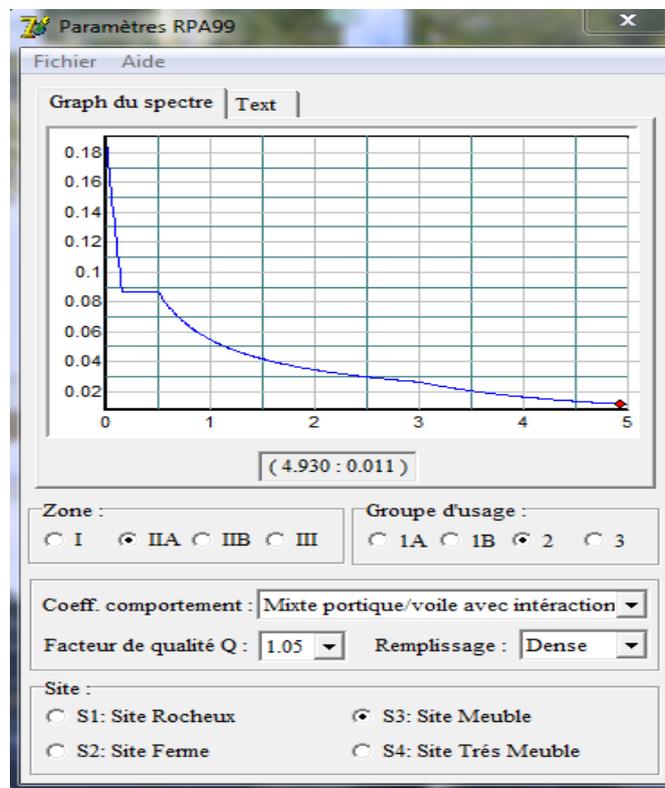
**Données à introduire dans le logiciel :** Il faut spécifier les caractéristiques suivantes concernant la structure à modéliser.

- **Zone :** IIa (Zone à sismicité moyenne, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)
- **Groupe d'usage :** 2 (ouvrages courants, voir chapitre III du **RPA 99/2003**)
- **Coefficient de comportement :**  $R=5$  (contreventement mixte avec interaction).
- **Remplissage :** Dense
- **Site :** S3 (site meuble)
- **Facteur de qualité (Q):**  $Q=1+\sum P_q$  ;  $Q=1,05$

**Remarque :** Ces quantités sont introduites dans l'application RPA, elles seront ensuite copiées dans le logiciel ETABS.



- On ouvre l'application en cliquant sur l'icône suivante :
- On remplit ensuite les paramètres indiqués dans la figure suivante :

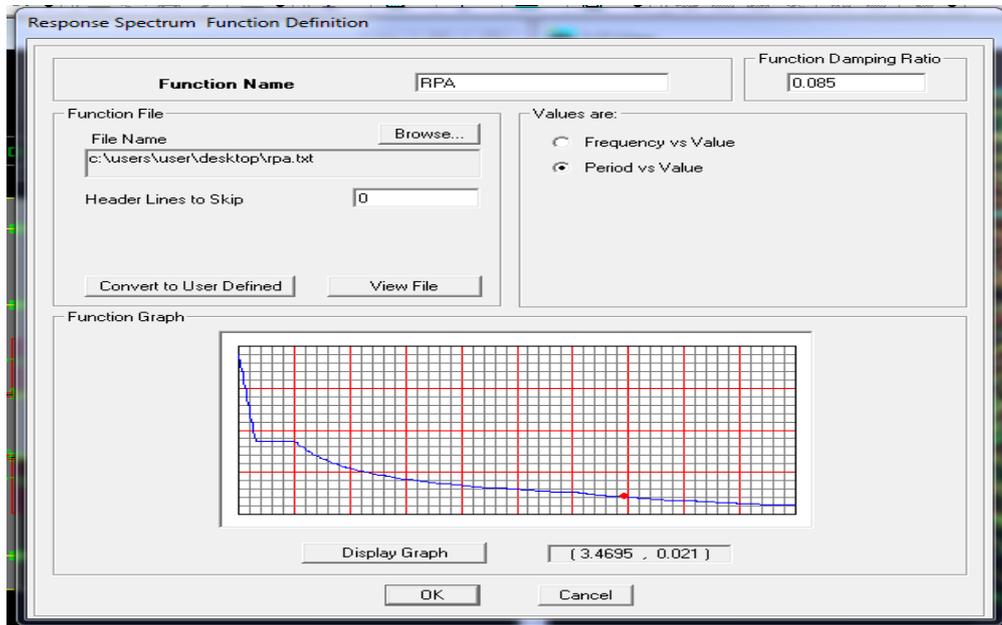


**FigV.12.le spectre de réponse.**

- ❖ Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Texte** et on enregistre.

Ensuite on introduit le spectre dans le logiciel **ETABS** par :

**Define** ⇒ **Response Spectrum Functions** (ou ) ⇒ **Add Spectrum from file**

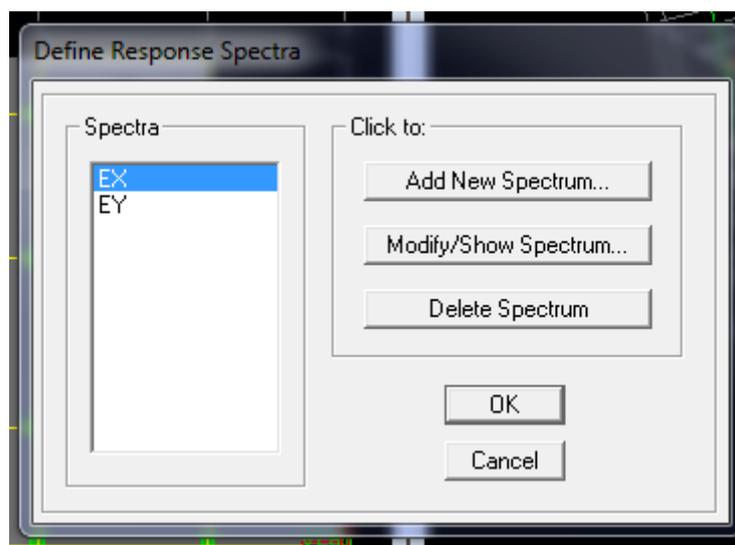


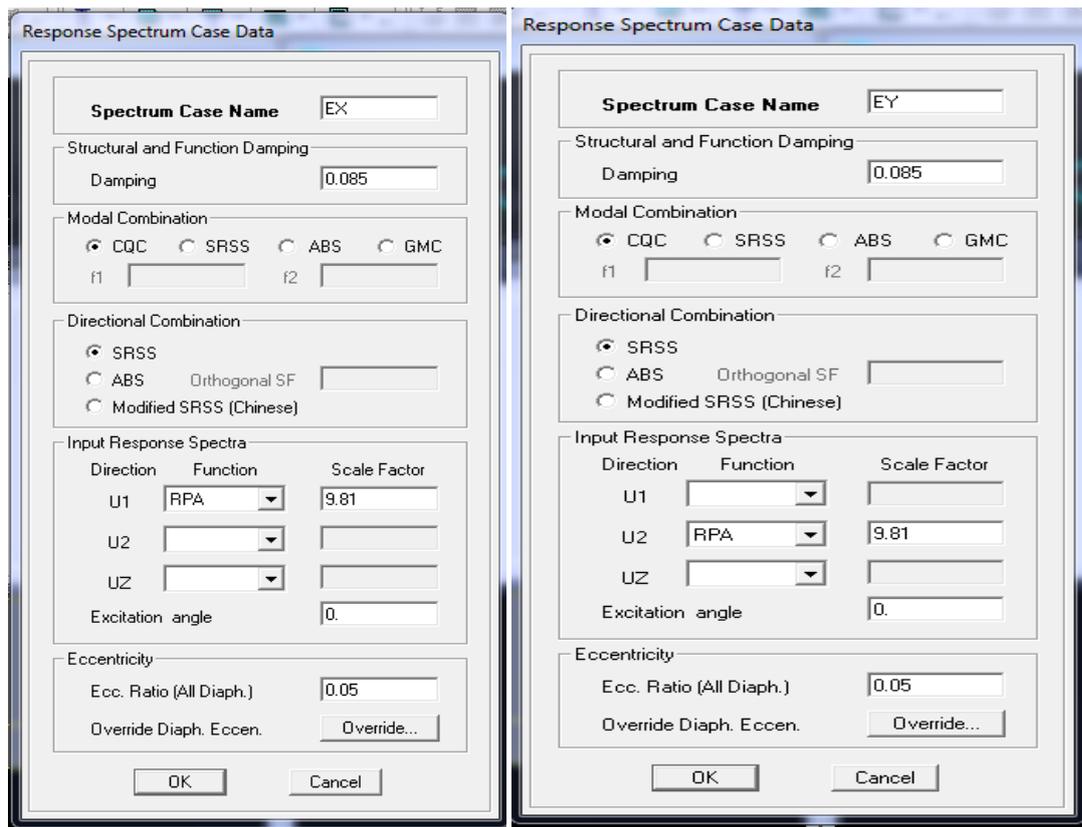
**FigV.13.introduction du spectre de réponse**

- ❖ Après l'introduction du spectre, il faut définir les charges sismiques **EX** et **EY**, pour cela on clique sur :

**Define** ⇒ **Responses spectrum cases** ⇒ **Add New Spectrum** (ou )

Dans la partie **Input ResponseSpectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (**U1** et **U2**).



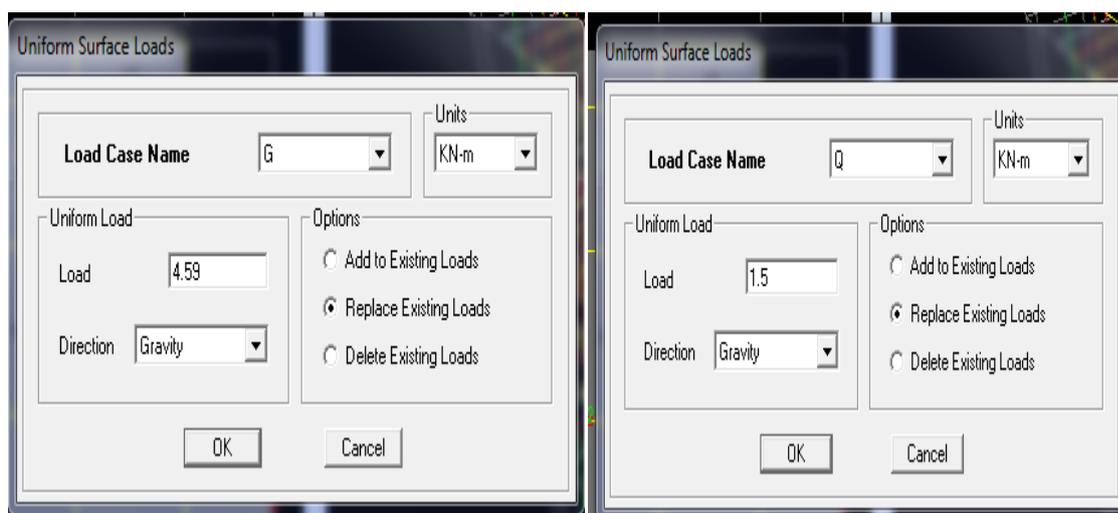


FigV.14.définition du chargement Ex et Ey (séisme)

- **Cinquième étape :** C'est l'étape du chargement des planchers.
- ❖ **Étapes du chargement :**

Les charges statiques étant définies, on sélectionne le plancher et on introduit le chargement qui lui revient en cliquant sur :

Assign ⇒Shell/Area loads ⇒Uniform... (Ou sur ).



FigV.15.Chargement du plancher

On spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**) sur la case **Load Case Name**, ensuite le chargement est introduit dans la case **Load**.

➤ **Sixième étape :**

❖ **Introduction des combinaisons d'actions :**

Les combinaisons de charges à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont les suivantes :

- **Combinaisons aux états limites (ELU/ELS) :**

**ELU** :  $1,35G+1,5Q$

**ELS** :  $G+Q$

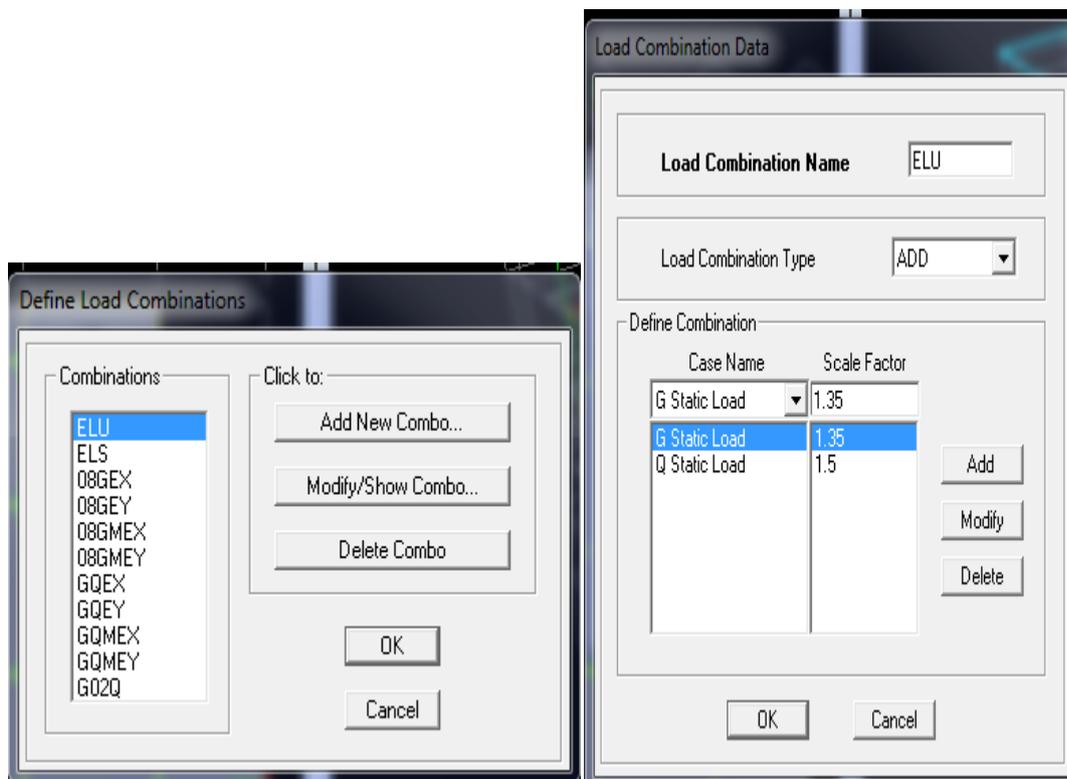
- **Combinaisons accidentelles du RPA :**

**GQE** :  $G+Q\pm E$

**0,8GE** :  $0,8G\pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

**Define** ⇒ **load Combinations** ⇒ **Add New Combo** (ou )



**FigV.15.Introduction des combinaisons d'actions**

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions, tout en considérant l'effort sismique dans les deux sens ainsi que le sens négatif.

➤ Septième étape :

❖ Spécification des conditions d'appuis :

• Appuis :

Les poteaux et les voiles sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne le **RDC** puis on clique sur :

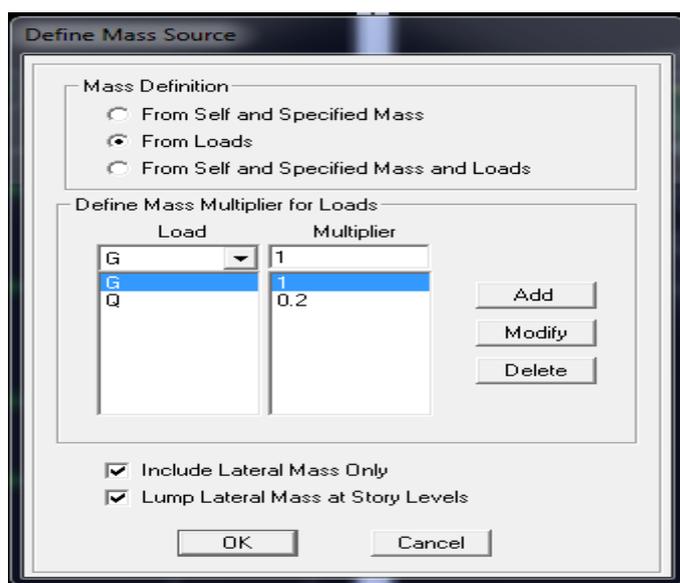
Assign⇒Joint/point ⇒Restraints (ou )



FigV.16. Encastrement des appuis

• Mass- Source :

Introduire la masse sismique  $G+0,2Q$  par : Define ⇒ Mass source (ou )



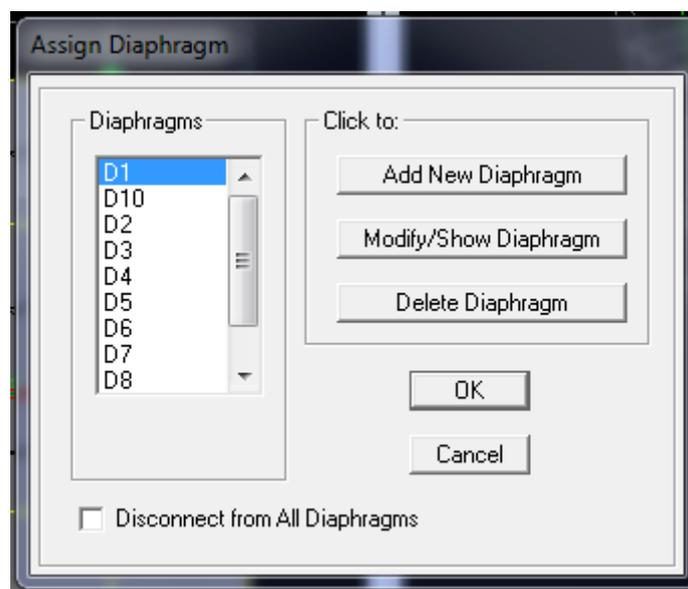
FigV.17.la combinaison du poids ( $G+0,2Q$ )

- **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign⇒ Joint/point ⇒Diaphragm⇒Add New Diaphragm (ou )



FigV.18. Le diaphragme

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider et on refait la même opération pour tous les autres planchers.

➤ **Huitième étape :**

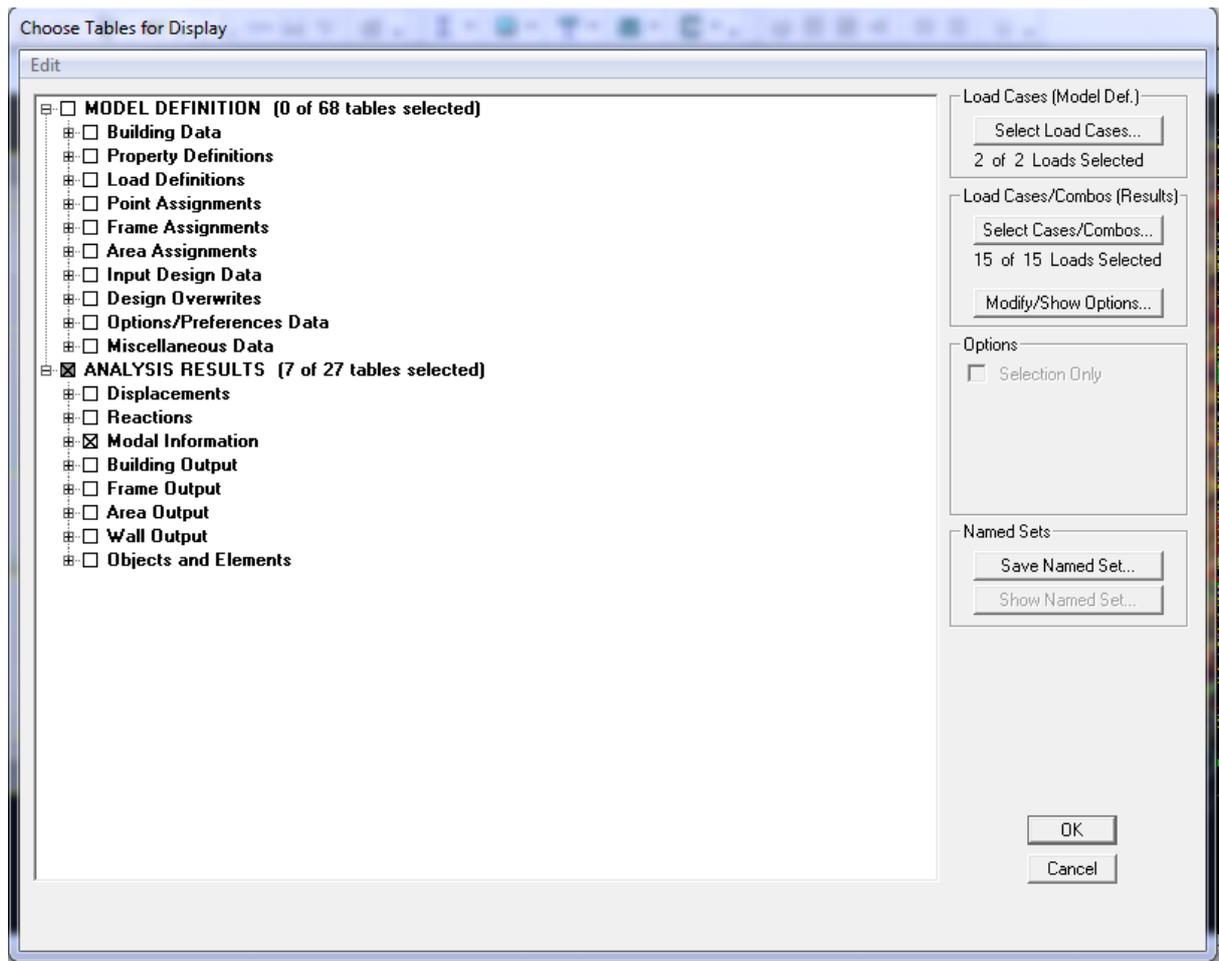
- **Analyse et visualisation des résultats**

Pour le lancement de l'analyse : **Analyze**⇒**RunAnalysis**(ou )

Après avoir lancé le calcul on aura les résultats suivants :

- ❖ **Période et participation modale :**

Dans la fenêtre **Display** ⇒ **show tables**, on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».



FigV.19.Choix des tableaux à afficher

- Déformée de la structure :

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape** (  ) et on sélectionne une combinaison d'actions.

- Diagramme des efforts internes :

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** (  ) dans le menu **Display**

- Efforts internes dans les éléments barres :

❖ Les poutres :

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

**Display** ⇒ **Show tables** Dans **Element Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

❖ Les poteaux :

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

- Efforts internes dans les voiles :

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

- **Déplacements:**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** »

Pour une meilleure visualisation, copier le tableau sur **Excel**, colonne  $U_x$  correspond au sens xx, et  $U_y$  au sens yy,

- **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Réactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX ou EY** »

- **Effort tranchant de niveau :**

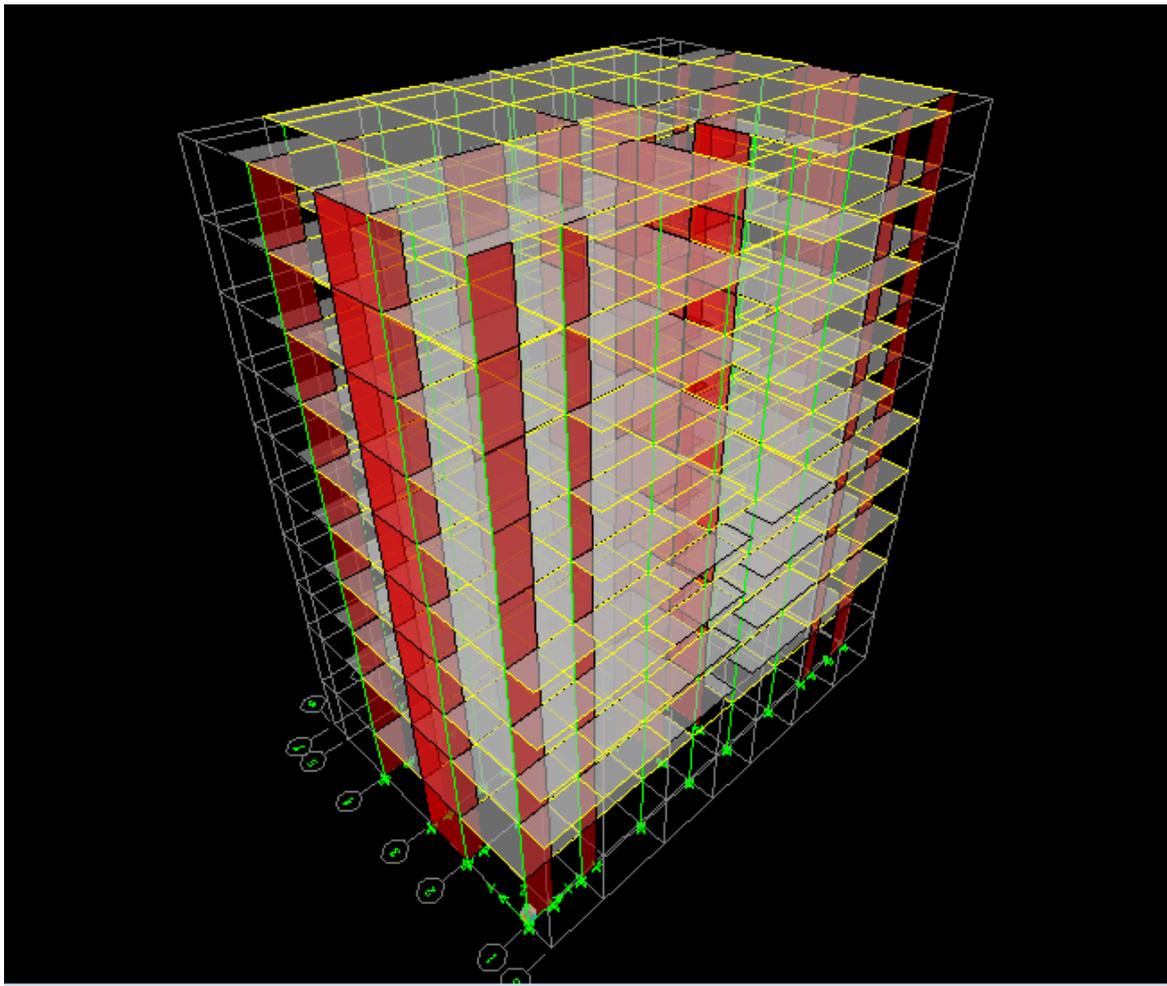
Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison « **EX ou EY** ».

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

**Remarque :**

En désélectionnant la case **wall** on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case **Frames** nous aurons l'effort repris par les voiles.



FigV.21.Modèle 3D de la structure

**V.4. Etude sismique:**

**A. Introduction :**

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale de contraintes accumulées dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions. D'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions. Pour cela, le règlement parasismique algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

**B. Méthode de calcul :**

Le calcul des forces dues au séisme dépend de la nature de la structure et ces dimensions ; il se fait à l'aide de trois méthodes essentielles :

- par la méthode statique équivalente (remplacer la force dynamique du séisme par une force statique **RPA99/03 Tab 4.1.2**).
- par Méthode dynamique : elle regroupe les méthodes suivantes :
  - La méthode d'analyse modale spectrale
  - La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes (méthode nécessitant un personnel qualifié).

La méthode que nous allons utiliser est la méthode modale spectrale.

**C. Présentation de la méthode modale spectrale :**

Par cette méthode, on cherche pour chacun des modes de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul, Ces effets sont combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

**D. Caractéristiques de la structure relative à l'étude dynamique :**

La structure est classée en fonction des paramètres suivants :

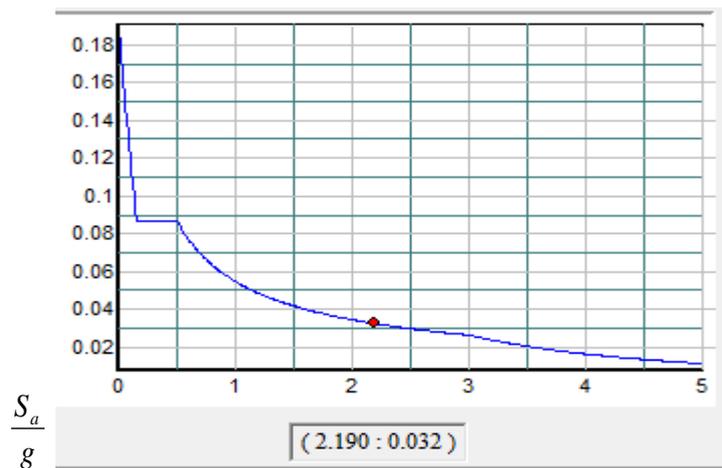
- Groupe d'usage **2 (RPA 99/03 Art 3.2)**.
- Sol de catégorie **S3 (sol meuble)**
- Zone de sismicité moyenne : **Zone IIa**.

La structure étudiée fait 32.15m de hauteur (R+8+ sous sol). Le système de contreventement est constitué par des voiles et des portiques (mixtes), dans ce cas les voiles et les portiques reprennent conjointement les efforts sismiques

**E. Vérifications aux exigences de l'RPA99 modifié en 2003 :**

**a) Spectre de réponse de calcul :**

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3,0s \end{cases} \quad \text{(RPA 2003 A 4.3.3)}$$



FigV.22 : Spectre de réponse de calcul.

Avec :

**T (sec)** : la période avec une précision de 0,1 sec

**A** : coefficient d'accélération de zone

**$\eta$**  : facteur de correction d'amortissement

**R** : coefficient de comportement de la structure

**$T_1, T_2$**  : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

**Q** : facteur de qualité de la structure,  $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$  Formule (4-4)

**$P_q$**  étant la pénalité à retenir selon le critère de qualité  $q$  ;(tableau 4-4 du RPA2003)

**b) Calcul du facteur de qualité Q :**

- **Sens longitudinal** : On retrouve un critère non vérifié, c'est celui de la redondance en plan.

Critère q	Pénalités $P_q$
<b>1, Conditions minimales sur les files de contreventement</b>	0
<b>2, Redondance en plan</b>	0.05
<b>3, Régularité en plan</b>	0
<b>4, Régularité en élévation</b>	0
<b>5, Contrôle de la qualité des matériaux</b>	0
<b>6, Contrôle de la qualité de l'exécution</b>	0

Tableau V.1: valeurs des pénalités  $P_q$  Sens longitudinale

$$Q = 1 + (0 + 0,05 + 0 + 0 + 0 + 0) = 1,05$$

- **Sens transversal :** On retrouve un critère qui n'est pas vérifié, il s'agit de la condition minimale sur files e contreventement.

Critère q	Pénalités P <sub>q</sub>
<b>1, Conditions minimales sur les files de contreventement</b>	0.05
<b>2, Redondance en plan</b>	0
<b>3, Régularité en plan</b>	0
<b>4, Régularité en élévation</b>	0
<b>5, Contrôle de la qualité des matériaux</b>	0
<b>6, Contrôle de la qualité de l'exécution</b>	0

**Tableau V.2: valeurs des pénalités P<sub>q</sub>Sens transversal**

$$Q = 1 + (0,05 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0) = 1,05$$

**Remarque :** La valeur de Q à introduire dans le spectre de réponse est la plus défavorable. Dans notre cas la valeur e ce facteur est la même dans les deux sens.

La valeur du facteur de qualité est égale à : **Q =1,05.**

- Les paramètres à considérer sont les suivants :

**A**= 0,15 [zone IIa. groupe d'usage 2 (RPA 2003tableau 4.1)].

**R**=5[Mixte portiques/voiles avec interaction (RPA 2003tableau 4.3)].

**T<sub>1</sub>**= 0,15s ; **T<sub>2</sub>**= 0,5 s [Site S3 (RPA 2003 Tableau 4.7)].

**Q**=1,05 (un critère non vérifié)

**c) Nombre de modes à considérer :(RPA99/ 03 Art 4.3.4)**

- Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
  - la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
  - Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0,20 \text{ sec} \quad (4-14)$$

N : est le nombre de niveaux au dessus du sol et  $T_k$  la période du mode K.

- Dans notre cas N=10 niveaux  $\Rightarrow K \geq (3\sqrt{10} = 9,48)$

Donc : **K=10** modes de vibration.

#### d) Combinaison des réponses modales :

Les réponses des deux modes de vibration i et j de périodes  $T_i$ ,  $T_j$  et d'amortissement

$\xi_i, \xi_j$  sont considérées comme indépendantes si le rapport

$r = T_i / T_j$  avec ( $T_i \leq T_j$ ) est vérifié.

$$\Rightarrow r \leq 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}) \quad (4-15)$$

**Avec :** i et j deux modes de vibration des périodes  $T_i$ ,  $T_j$  et d'amortissement  $\xi_i, \xi_j$

- Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2} \quad (4-16)$$

**E** : effet de l'action sismique considéré

**E<sub>i</sub>**: valeur modale de E selon le mode « i »

**K** : nombre de modes retenus

- Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ;  $E_1$  et  $E_2$  par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \quad (4-16)$$

**F. Caractéristiques géométriques de la Structure :**

➤ **Centre de masse et centre de torsion de chaque niveau :**

Etages	Masse		Centre de masse [m]		Centre de torsion [m]		Excentricité calculée		Excentricité accidentelle	
	X	Y	X <sub>CM</sub>	Y <sub>CM</sub>	X <sub>CR</sub>	Y <sub>CR</sub>	e <sub>x</sub>	e <sub>y</sub>	e <sub>x1</sub>	e <sub>y1</sub>
<b>ETAGE8</b>	285.6829	285.6829	12.314	7.169	12.305	6.876	0.009	0.293	1.245	0.75
<b>ETAGE7</b>	314.7327	314.7327	12.259	7.074	12.303	6.853	-0.044	0.221	1.245	0.75
<b>ETAGE6</b>	319.1096	319.1096	12.26	7.074	12.302	6.818	-0.042	0.256	1.245	0.75
<b>ETAGE5</b>	324.2972	324.2972	12.261	7.074	12.301	6.773	-0.04	0.301	1.245	0.75
<b>ETAGE4</b>	324.2972	324.2972	12.261	7.074	12.301	6.723	-0.04	0.351	1.245	0.75
<b>ETAGE3</b>	331.6266	331.6266	12.261	6.902	12.301	6.669	-0.04	0.233	1.245	0.75
<b>ETAGE2</b>	336.7446	336.7446	12.261	6.904	12.3	6.61	-0.039	0.294	1.245	0.75
<b>ETAGE1</b>	342.6732	342.6732	12.263	6.908	12.3	6.538	-0.037	0.37	1.245	0.75
<b>RDC</b>	361.6032	361.6032	12.265	6.885	12.3	6.442	-0.035	0.443	1.245	0.75
<b>Sous sol</b>	342.1098	342.1098	12.251	6.857	12.3	6.249	-0.049	0.608	1.245	0.75

$e_x < e_{x1}$  et  $e_y < e_{y1} \Rightarrow$  la condition est vérifiée

**Tableau V.3 Centre de torsion et centre de masse de la structure.**

➤ **l'excentricité :**

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- ✓ 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion)
- ✓ Excentricité théorique résultant des plans

**a) Excentricité accidentelle: (RPA 2003 Art 4.2.7)**

Le RPA dicte que :  $e_{x1} = 0.05 \times 24.90 = 1.245$  m.

$e_{y1} = 0.05 \times 15 = 0.75$  m.

### G. Caractéristiques dynamiques de la structure :

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes :

Mode	Période	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.763546	74.0732	0.0023	0
2	0.722781	74.0961	72.1989	0
3	0.705971	76.4996	72.5147	0
4	0.225873	88.7547	72.5147	0
5	0.190688	88.7554	88.199	0
6	0.18564	88.8856	88.2557	0
7	0.107774	93.1046	88.2557	0
8	0.084265	93.1048	93.5484	0
9	0.081742	93.1408	93.5643	0
10	0.062545	95.3894	93.5643	0
11	0.048867	95.3897	96.1314	0
12	0.047949	95.4083	96.1552	0

**Tableau V.4 périodes et participations massiques**

**Remarque :** La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le **mode 8**.

### H. Vérification de la résultante des forces sismiques :

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 déterminées par la **méthode statique équivalente (RPA 2003 Art 4.2)**.

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (\text{RPA 2003 Art 4.2.3})$$

**Avec:**

**A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le **RPA 2003 tableau 4.1** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment : **A=0.15**

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(T_2/3,0)^{\frac{2}{3}}(3,0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

$T_1=0,15$  ;  $T_2=0,5$  voir le **tableau 4.7**

$\eta$  : donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

- $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages.

Quand  $\xi = 10\%$  ; On a  $\eta = 0,76$

**T** : Formule empirique à utiliser selon les cas, elle est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{T} = \mathbf{C}_T \mathbf{h}_N^{\frac{3}{4}} \quad (4-6)$$

- $h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ( $N$ ).  $h_N = 32.15m$
- $C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.  $C_T = 0,05$

$$\mathbf{T} = \mathbf{0.675 S} \Rightarrow T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec.}$$

Vérification de la période selon le **RPA 99 / 03 (Art4.2.4.b.4)**:

Les valeurs de  $T$ , calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques majorées de plus de 30%.

$$T_{\text{calculée}} = 0.763 \text{ sec} < T \times 1,30 = 0,877 \text{ sec.}$$

$$\text{Donc : } D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,43 \Rightarrow D = 1.43$$

- **R**: coefficient de comportement global de la structure (RPA 2003 tableau 4.3)  
Il est égal à : **R=5**

- **Q** : facteur de qualité qui dépend des pénalités observée  
La valeur du facteur de qualité est égal à : **Q=1.05**

- **W** : poids total de la structure, donné par ETABS, en suivant les étapes suivantes :  
**Display**→**show tables**→**Building data**→**Groups**.

$W_{tx} = 21747.110\text{KN}; \quad W_{ty} = 21747.110\text{KN}$

• **Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA 2003 Art 4.3.6)**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ; calculée par ETABS ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la **méthode statique équivalente**  $V_{max}$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. ( $V_t > 0,80 V$ )

- ✓ Si  $0,8V_{max} < V_t$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $0,8 V_{max}/V_t$ .  
Finalement les résultats de la force sismique à la base :

	$V_{MSE}(V_{max}) \text{ KN}$	$0,8 V_{MSE} \text{ KN}$	$V_{MMS}(V_t) \text{ KN}$	Observation
<b>Séisme sens X-X</b>	978.86	783.088	1674.99	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Séisme sens y-y</b>	978.86	783.088	1678.57	<b>Condition vérifiée</b>

**Tableau V.5 : Vérification de la résultante des forces sismiques**

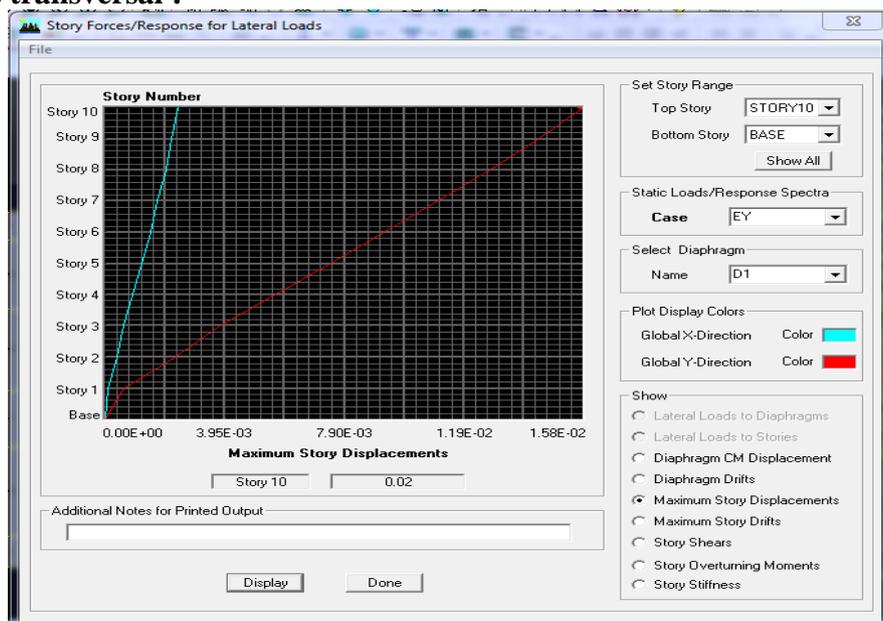
**V.5.Vérification des déplacements :**

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage [RPA 2003 Art 5.10].

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel ETABS.

**Déplacement maximal :**

❖ **Sens transversal :**



**FigV.23.Vérification des déplacements selon  $E_y$**

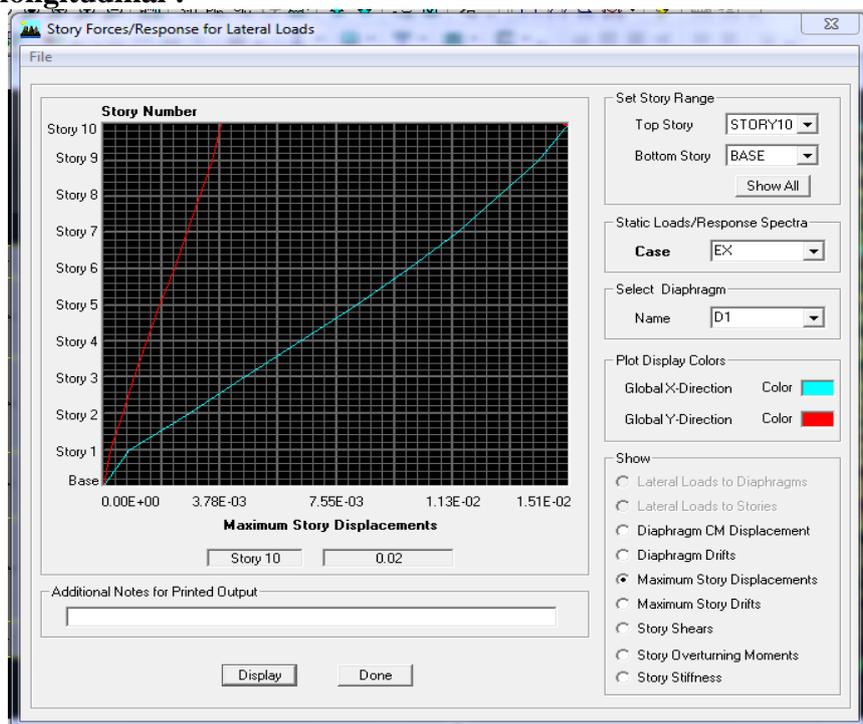
On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :  $\delta_{max} \leq f = \frac{Ht}{500}$

f : La flèche admissible.

Ht : La hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{max} = 0,02 \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{32,15}{500} = 0,064 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Sens longitudinal :



FigV.24.Vérification des déplacements selon E<sub>x</sub>

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :  $\delta_{max} \leq f = \frac{Ht}{500}$

f : La flèche admissible.

Ht : La hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{max} = 0,02 \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{32,15}{500} = 0,064 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Le déplacement horizontal** : à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit D'après le RPA 99 (Art 4.43) :  $\delta_K = R \delta_{ek}$

**Avec** :  $\delta_k$  : déplacement du aux forces sismique.  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)  
 R : Coefficient de comportement.

**Le déplacement relatif** : au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

NIVEAU	$\delta_x$ (m)	$\delta_y$ (m)	$\Delta_k x$ (m)	$\Delta_k y$ (m)	1% h (m)	Vérification
8	0.0131	0.0126	0.0009	0.0012	0,0306	OK
7	0.0122	0.0114	0.0011	0.0013	0,0306	OK
6	0.0111	0.0101	0.0011	0.0013	0,0306	OK
5	0.0100	0.0088	0.0014	0.0014	0,0306	OK
4	0.0086	0.0074	0.0015	0.0015	0,0306	OK
3	0.0071	0.0059	0.0015	0.0015	0,0306	OK
2	0.0056	0.0044	0.0014	0.0014	0,0306	OK
1	0.0040	0.0030	0.0012	0.0012	0,0306	OK
RDC	0.0024	0.0018	0.0013	0.0013	0,0408	OK
Sous sol	0.0007	0.0005	0.0005	0.0005	0,0359	OK

**Tableau V.6: Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey.**

**Remarque:**

Lors du calcul des déplacements, la valeur du coefficient de comportement R est déjà introduite dans le logiciel ETABS, d'où il n'est pas nécessaire de l'introduire au moment de modéliser (ona spécifié le type de contreventement dans le spectre de réponse).

**V.6.Justification Vis à Vis De l'effet P-Δ :**

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = (P_k \Delta_k) / (V_k h_k) \leq 0.10 \text{ (RPA99 / Art 5.9)}$$

**Avec :**

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi^*} + \beta W_{Qi})$$

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérant la combinaison (G+Q+E).

$h_k$  : hauteur de l'étage « k ».

$$\theta = (P_k \Delta_k) / (V_k h_k) \leq 0.10$$

Tableau V.9 : justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ dans les deux Sens

Niv	P <sub>k</sub> (KN)	Δ <sub>κξ</sub> (μ)X	Δ <sub>κψ</sub> (μ)Y	V <sub>kx</sub> (m)X	V <sub>ky</sub> (m)Y	h <sub>k</sub> (m)	θ <sub>κξ</sub> X	θ <sub>κψ</sub> Y	Vérification
8	3362.5	0.0009	0.0012	320.15	351.82	3.06	0,0030	0,0037	OK
7	6501.45	0.0011	0.0013	577.37	618.7	3.06	0,0040	0,0044	OK
6	9742.19	0.0011	0.0013	804.78	841.99	3.06	0,0043	0,0049	OK
5	12982.91	0.0014	0.0014	1005.81	1036.28	3.06	0,0059	0,0057	OK
4	16223.63	0.0015	0.0015	1179.24	1202.99	3.06	0,0067	0,0066	OK
3	19539.22	0.0015	0.0015	1330.85	1345.74	3.06	0,0071	0,0071	OK
2	22965.1	0.0014	0.0014	1459.14	1463.7	3.06	0,0072	0,0071	OK
1	26393.98	0.0012	0.0012	1561.7	1559.13	3.06	0,0066	0,0066	OK
RRD						4.08			
C	30194.13	0.0013	0.0013	1639.8	1637.37		0,0058	0,0058	OK
S_Sol	33585.32	0.0005	0.0005	1676.32	1680.16	3.59	0,0002	0,0027	OK

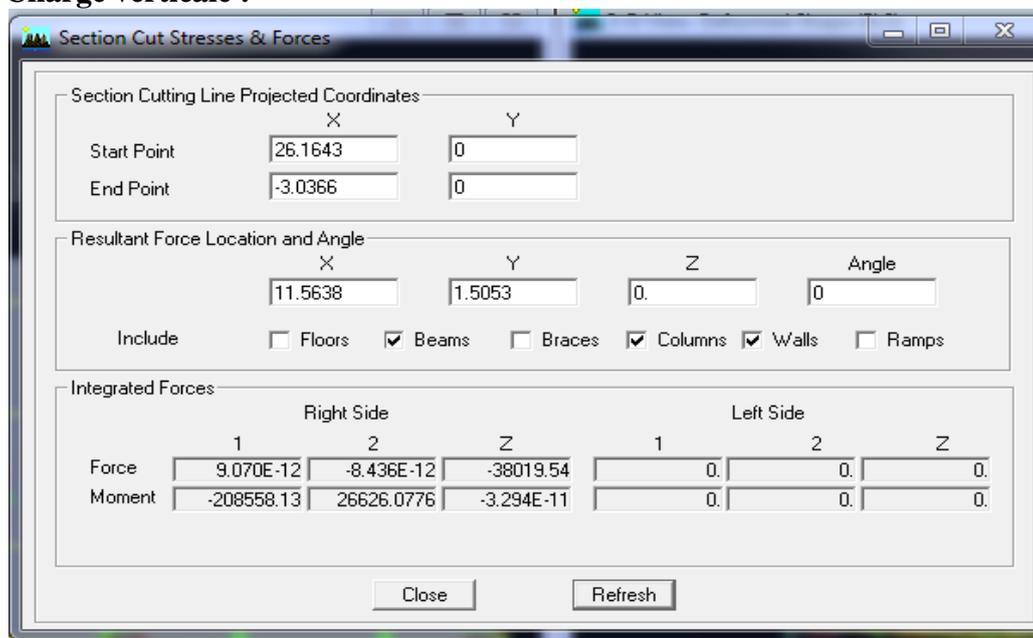
Tableau V.9 : justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ dans les deux Sens

D'où θ<sub>kx</sub> et θ<sub>ky</sub> sont inférieur à « 0,1 ».

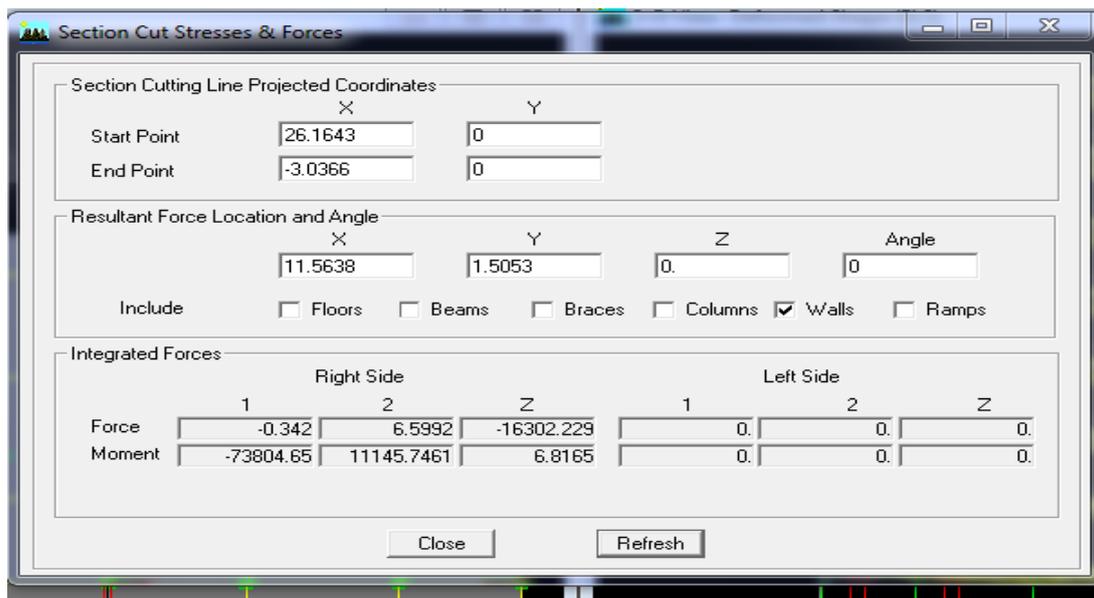
Donc les effet du second ordre (effets P-Δ) peuvent être négligés.

**I. Calcul du pourcentage de participation des voiles et portiques :**

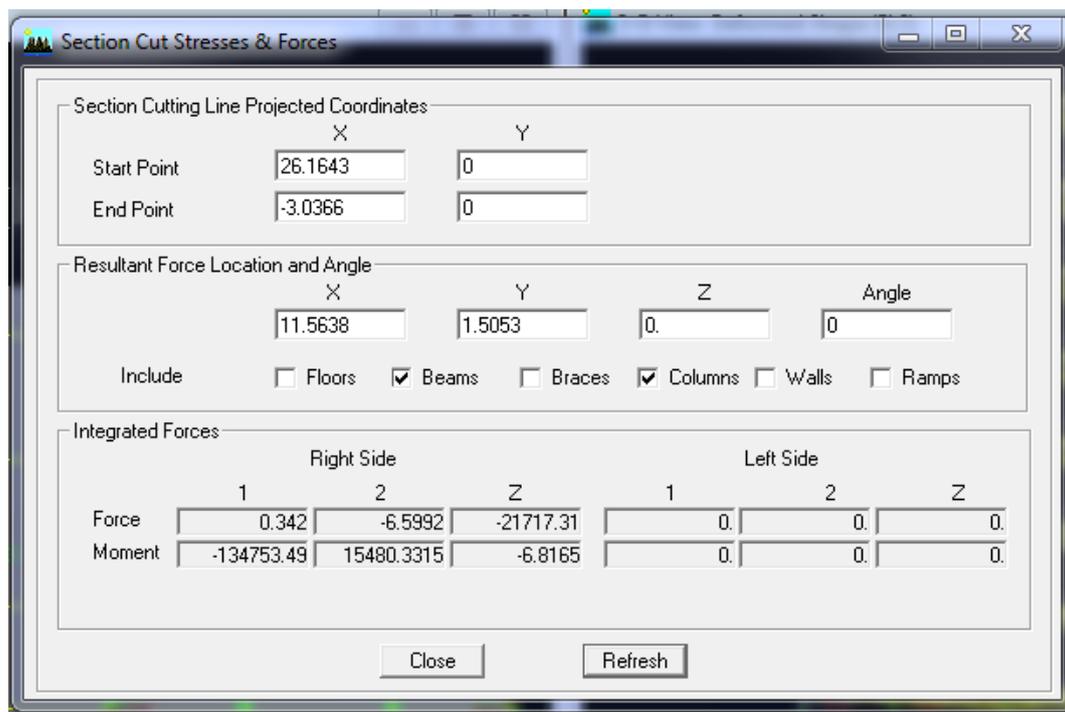
❖ **Charge verticale :**



FigV.25 L'effort de la charge verticale repris par l'ensemble



FigV.26 L'effort de la charge verticale repris par les voiles



FigV.27 L'effort de la charge verticale repris par les portiques

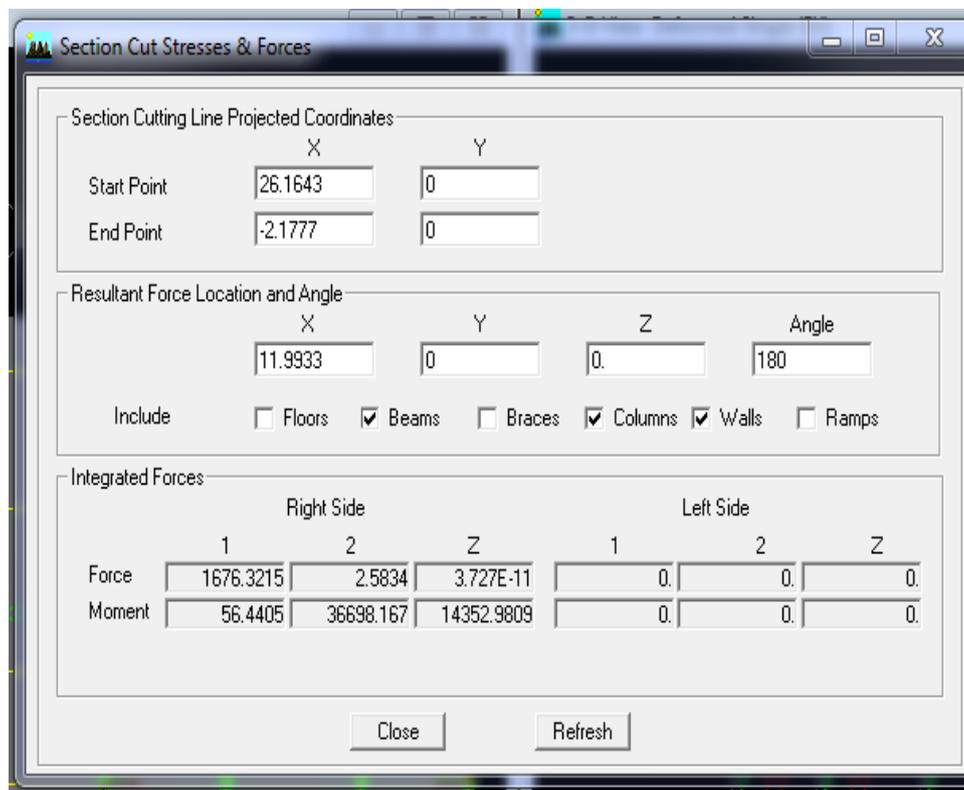
**Résultats :**

Effort repris par l'ensemble :-38019.54KN  
 Effort repris par les portiques : 21717.31-KN  
 Effort repris par les voiles :-16302.229KN

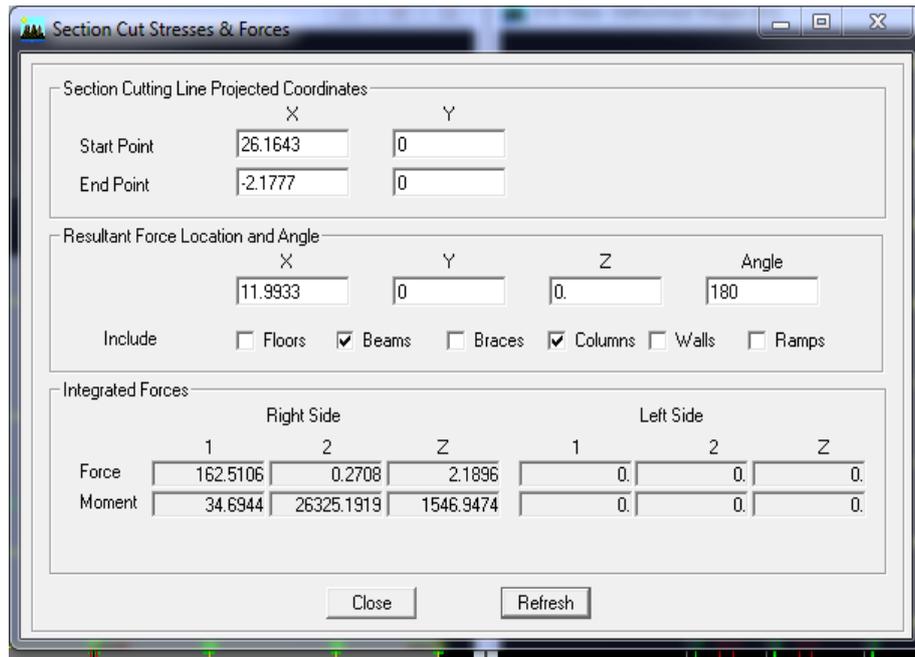
**Conclusion 1 :**

Le pourcentage repris par :  
 Les portiques : 57.15%  
 Les voiles : 46.85%

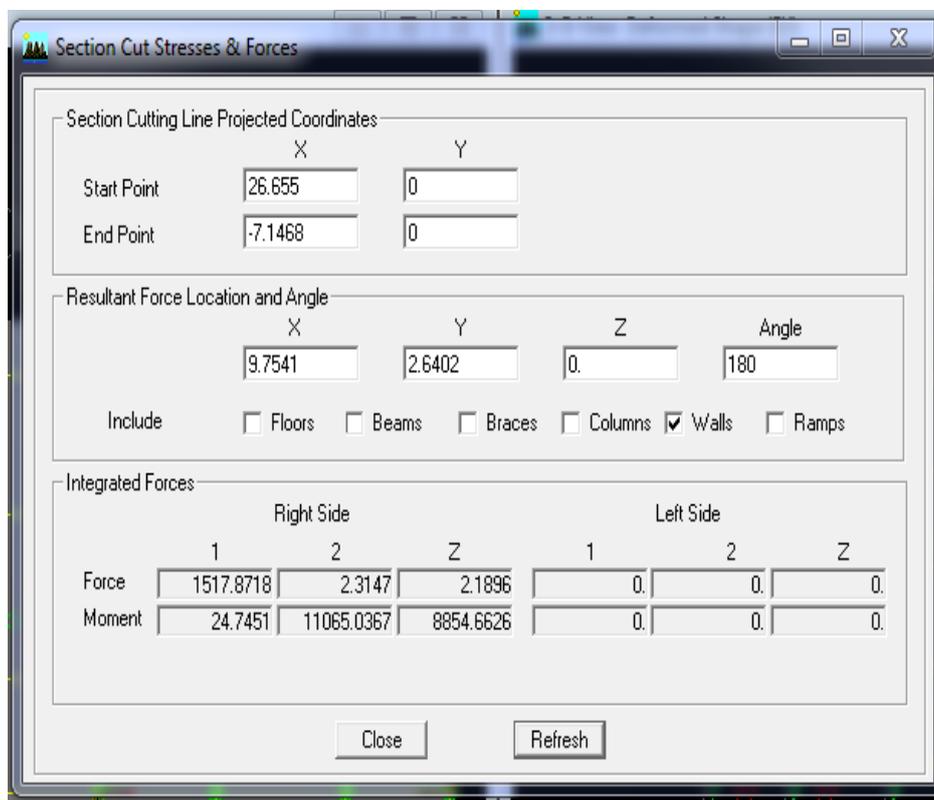
- ❖ **Charges horizontales :**
  - **Suivant X-X :**



**FigV.28L** l'effort de la charge Ex repris par l'ensemble



FigV.29 L'effort de la charge Ex repris par les portiques



FigV.30 L'effort de la charge Ex repris par les voiles.

**Résultats :**

Effort repris par l'ensemble : 1676.3215KN

Effort repris par les portiques: 162.5106KN

Effort repris par les voiles : 1517.8718KN

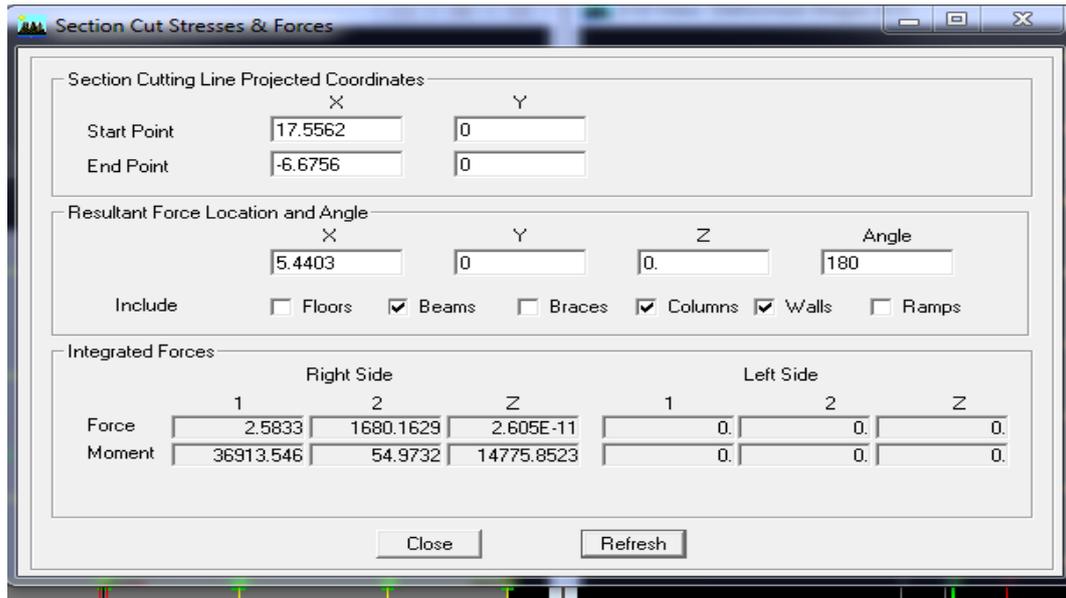
**Conclusion 2:**

Le pourcentage repris par :

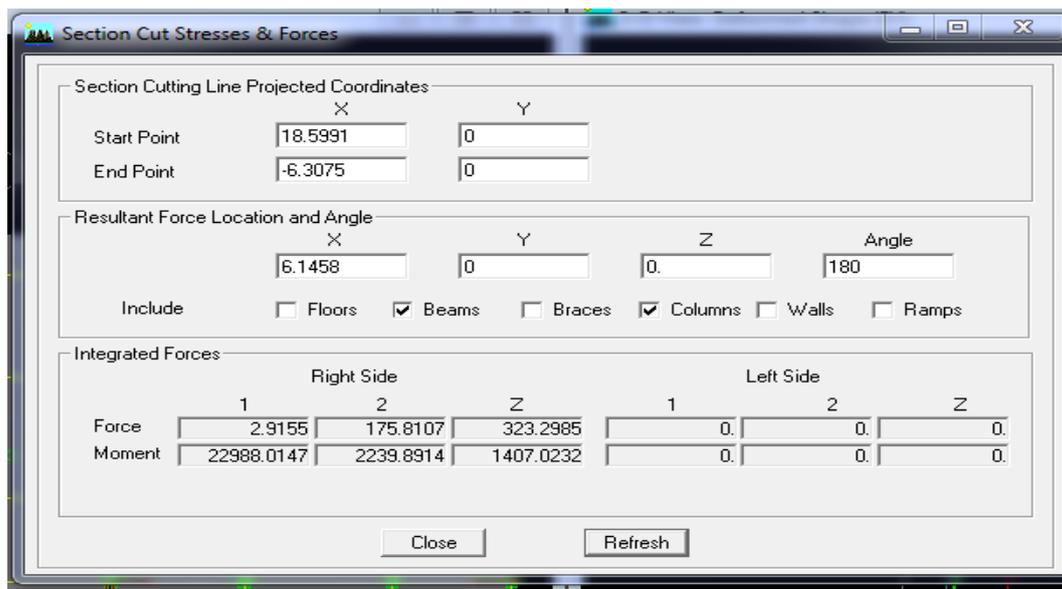
Les portiques : 9.70%

Les voiles : 90.30%

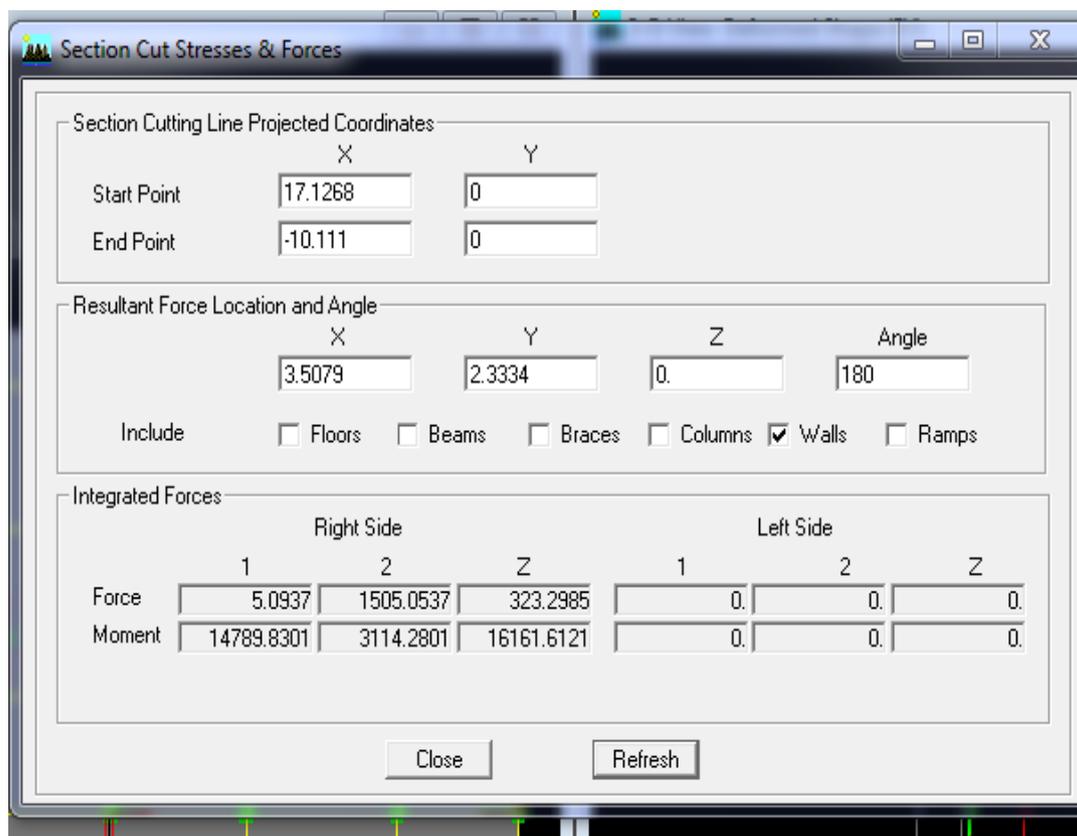
- **Suivant Y-Y :**



**FigV.31 L'effort de la charge Ey repris par l'ensemble**



**FigV.32 L'effort de la charge Ey repris par les portiques**

FigV.33 L'effort de la charge  $E_y$  repris par les voiles**Résultats :**

Effort repris par l'ensemble : 1680.1629KN

Effort repris par les portiques : 175.8107KN

Effort repris par les voiles : 1505.0537KN

**Conclusion 3 :**

Le pourcentage repris par :

Les portiques : 10.51%

Les voiles : 89.49%

**V.7.Conclusion :**

Le contreventement est assuré conjointement par les portiques et les voiles proportionnellement à leur rigidités respectives (contreventement mixte portiques voiles avec interaction).

Toutes les prescriptions de l'RPA 99/2003 sont vérifiées, donc on peut procéder au ferrailage des éléments structuraux, (Poteaux, poutres, voiles).

*Chapitre VI :*  
*Ferraillage des poteaux.*

**VI.1. Introduction :**

Les poteaux sont des éléments porteurs et de contreventement, ils assurent le transfert des différentes charges vers les fondations. Les résultats obtenus dans le chapitre modélisation seront exploités pour déduire les quantités exactes des armatures longitudinales et transversales nécessaires pour le ferrailage des poteaux. Le calcul se fait en flexion composée en tenant compte des combinaisons d'action suivantes :

<b>1.35G+1.5Q</b>	→	<b>ELU</b>	}	Suivant le BAEL91.
<b>G+Q</b>	→	<b>ELS</b>		
<b>G+Q±E</b>	→	}		
<b>0.8G±E</b>	→			

**VI.2. Recommandations et exigences du RPA (99/2003) :** Le RPA exige une quantité minimale et maximale des armatures, ainsi que les conditions de leur disposition.

**a) Armatures longitudinales :**

D'après le **(RPA99version 2003/Art7.4.2)**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique(II) est limité par les pourcentages suivants :

✓ Le pourcentage minimal : Il ne doit pas être inférieur à la valeur suivante :

-0,8% en zone IIa  $\Rightarrow A_{\min} = 0.008(bxh)$ .

- Sous sol, RDC, 1er, 2<sup>ème</sup>  $\rightarrow (40x45) \Rightarrow A_{\min} = 0.008 (40x45) = 14.4 \text{ cm}^2$ .
- Étages (3, 4, 5, 6)  $\rightarrow (35x40) \Rightarrow A_{\min} = 0.008 (35x40) = 11.2 \text{ cm}^2$ .
- Étages (7, 8)  $\rightarrow (30x35) \Rightarrow A_{\min} = 0.008 (30x35) = 8.4 \text{ cm}^2$ .

✓ Le pourcentage maximal :

- 3% en zone courante :

- Sous sol, RDC, 1er, 2<sup>ème</sup>  $\rightarrow (40x45) \Rightarrow A_{\max} = 0.03 (40x45) = 54 \text{ cm}^2$ .
- Étages (3, 4, 5, 6)  $\rightarrow (35x40) \Rightarrow A_{\max} = 0.03 (35x40) = 42 \text{ cm}^2$ .
- Étages (7, 8)  $\rightarrow (30x35) \Rightarrow A_{\max} = 0.03 (30x35) = 31.5 \text{ cm}^2$ .

- 6% en zone de recouvrement :

- Sous sol, RDC, 1er, 2<sup>ème</sup>  $\rightarrow (40x45) \Rightarrow A_{\max} = 0.06 (40x45) = 108 \text{ cm}^2$ .
- Étages (3, 4, 5, 6)  $\rightarrow (35x40) \Rightarrow A_{\max} = 0.06 (35x40) = 84 \text{ cm}^2$ .
- Étages (7, 8)  $\rightarrow (30x35) \Rightarrow A_{\max} = 0.06 (30x35) = 63 \text{ cm}^2$ .

**Remarque :** Les sections d'armatures adoptées doivent être comprises entre la section minimale et la section maximale.

- ✓ Le diamètre minimal des armatures longitudinales est de 12mm
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de  $40 \phi$  en zone IIa.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm, au-delà de cette valeur il est nécessaire d'introduire une autre barre.

- ❖ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- ❖ La zone nodale est délimitée par le nœud **poutre-poteaux** proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

Les poteaux sont soumis à un effort normal « **N** » et à un moment de flexion « **M** » dans les deux sens. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée à l'ELU. Les vérifications sont faites à l'ELS. Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

**Remarque :** Tenir compte dans les calculs de trois types de sollicitations :

Effort normal maximal et moment correspondant.

Effort normal minimal et moment correspondant.

Moment fléchissant maximal et effort normal correspondant.

**VI.3. Étapes de calcul :** En flexion composée pour le calcul des armatures longitudinales.

**b.1) Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :**

Pour le calcul des armatures longitudinales ; la section transversale des poteaux est sollicitée de deux manières différentes :

➤ **Section partiellement comprimée (SPC) :** vérifier les équations suivantes :

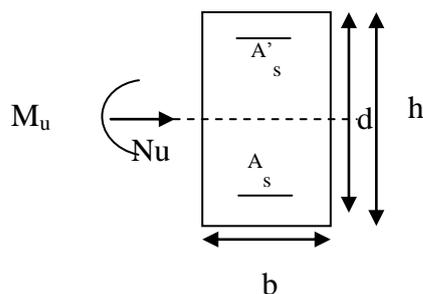
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right) \quad (d - c') \times N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{C'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc} \\ \text{Si } e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C\right) \end{array} \right.$$

L'excentricité  $e_u$  est calculée comme suit :  $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée Si Le centre de pression C se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C\right)$$



Si le centre de pression C se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures, l'effort Normale est un effort de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C .$$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u \times (d - c') - M_f \leq \left( 0,337 - 0,81 \times \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bc} .$$

Avec :

$M_f$ : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

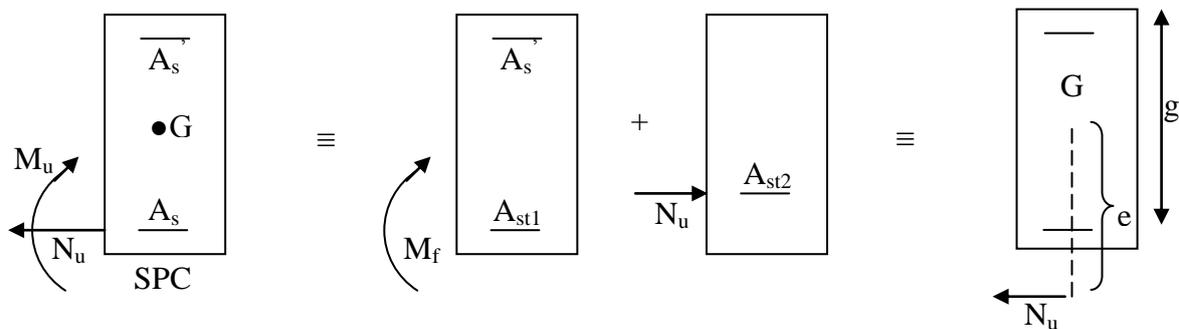
$$M_f = N_u \times g = N_u \times \left( \frac{h}{2} - c + e \right) = M_U + N_U \times \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

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

$\gamma_b = 1,5$  et  $\theta = 1$  Pour fissuration durable.

$\gamma_b = 1,15$  et  $\theta = 0,85$  Pour fissuration accidentelle.

$N_u$ : effort de compression.



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Si  $\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$  La section est simplement armée (SSA) :

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

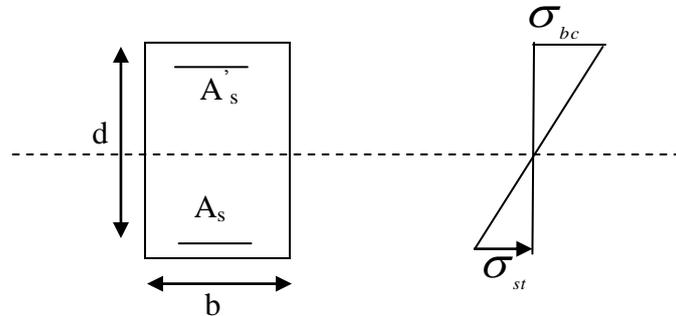
D'où la section réelle est  $A_s = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s}$  si l'effort est négatif.

❖ Si  $\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$  la section est doublement armée (SDA) :

On calcul:

$$M_l = \mu_\ell \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$



Avec :

$M_l$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_{stl} = \frac{M_l}{\beta_l \times d \times \sigma_s}$$

$$\Delta A_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{st} = A_{stl} + \Delta A_{sc}$$

$$\Delta A_{sc} = \Delta A_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est  $A_s' = \Delta A_{sc}$  ,  $A_s = A_{st} - \frac{N_u}{\sigma_s}$ .

➤ **Section entièrement comprimée (SEC) :**

La section est entièrement comprimée si :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left( \frac{h}{2} - c \right)$ .
- $N_u \times (d - c') - M_f > \left( 0,337 - 0,81 \times \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bc}$ .

Deux cas peuvent se présenter :

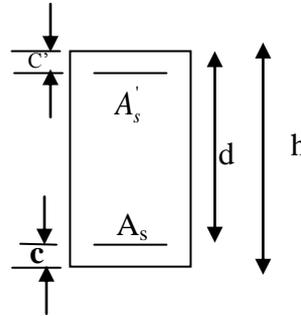
Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N \times (d - c') - M_f \geq \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A_s' > 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f - (d - 0,5h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - b \times h \times f_{bu}}{\sigma_s} - A'_s$$



Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d

$$\left(0,337 - 0,81 \times \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times N_u \times (d - c') < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N_u - 100\Psi \times b \times h \times f_{bu}}{100\sigma_s}$$

$$A_s = 0.$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{(0,3571 + \frac{N_u \times (d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bu}})}{(0,8571 - \frac{c'}{h})}$$

### b.2) Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \quad (\text{RPA99version 2003/Art 7.4.2.2})$$

- $V_u$  : l'effort tranchant de calcul
- $h_1$  : hauteur totale de la section brute
- $f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

-  $\rho$  : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

-  $t$  : espacement des armatures transversales ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

❖ **dans la zone nodale :**

$$t \leq \min (10\varnothing_1, 15\text{cm}) \quad \text{en zone II}$$

❖ **dans la zone courante :**

$$t \leq 15 \varnothing_1 \quad \text{en zone II}$$

$\varnothing_1$  : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- La quantité d'armatures transversales minimale  $A_t/t.b_1$  en % est donnée comme suit:

Si  $\lambda_g \geq 5$  : 0,3%

Si  $\lambda_g \leq 3$  : 0.8%

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes

$\lambda_g$  est l'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

$l_f$  : la longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur droite de **10  $\varnothing_t$  min** ;
- Les cadres et les étriers doivent ménager des **cheminées** verticales en nombre et diamètre suffisants ( **$\varnothing$  cheminées > 12cm**) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

❖ **Rôle des armatures transversales :** Il consiste à remplir les fonctions suivantes :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Participer au confinement du béton délimité par les armatures.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Maintenir les armatures longitudinales.

**VI.4. Calcul des armatures dans le sens longitudinal :**

NIV	N (KN)	M (KNm)	OBS	As'(cm <sup>2</sup> )	As(cm <sup>2</sup> )	Amin(cm <sup>2</sup> )	Aadopte(cm <sup>2</sup> )	choix de A
(40x45)	N max=1346.89	Mcor=0.295	sec	0	0	14.4	16.08	8HA16
	Nmin=-386.99	Mcor=0.981	spc	5.49	5.64			
	Ncor=-522.03	Mmax=-59.95	spc	10.37	2.68			
(35x40)	Nmax=792.32	Mcor=2.959	sec	0	0	11.2	12.32	8HA14
	Nmin=-24.66	Mcor=5.799	spc	0	0.73			
	Ncor=-247.68	Mmax=-43.418	spc	6.28	0			
(30x35)	Nmax=254.43	Mcor=3.566	sec	0	0	8.4	9.05	8HA12
	Nmin=-28.64	Mcor=0.798	spc	0.29	00.43			
	Ncor=-64.05	Mmax=-25.74	spc	2.91	0			

**VI.5. Calcul des armatures dans le sens transversal :**

NIV	N (KN)	M (KNm)	OBS	As'(cm <sup>2</sup> )	As(cm <sup>2</sup> )	Amin(cm <sup>2</sup> )	Aadopte(cm <sup>2</sup> )	choix de A
(40x45)	N max=1346.89	Mcor=10.5522	sec	0	0	14.4	16.08	8HA16
	Nmin=-386.99	Mcor=1.824	spc	4.72	4.95			
	Ncor=-569.31	Mmax=-68.761	spc	11.52	2.71			
(35x40)	Nmax=792.32	Mcor=-7.183	sec	0	0	11.2	12.32	8HA14
	Nmin=-24.66	Mcor=22.892	spc	0	1.89			
	Ncor=-349.8	Mmax=-58.812	spc	8.7	0.05			
(30x35)	Nmax=254.43	Mcor=-7.382	sec	0	0	8.4	9.05	8HA12
	Nmin=-28.64	Mcor=4.152	spc	0	0.72			
	Ncor=-57.8	Mmax=-41.884	spc	4.15	0			

**Remarque :** Prendre le moment maximum entre  $M^{xx}$ , et  $M^{yy}$ . Le ferrailage obtenu est le même dans les deux sens.

**VI.6. Vérifications à l'ELS :**

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{BAEL99/Art.4.5.2})$$

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :  $y_1 = y_2 + l_c$

Avec :

$y_1$  : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

$y_2$  : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression  $C_p$ .

$l_c$  : La distance entre le centre de pression  $C_p$  et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :  $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } \begin{cases} l_c = \frac{h}{2} - e_s \\ p = -3 \times l_c^2 - 6n\bar{A}_u \frac{l_c - c'}{b} + 6nA_u \frac{d - l_c}{b} \\ q = -2 \times l_c^3 - 6n\bar{A}_u \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6nA_u \frac{(d - l_c)^2}{b} \end{cases}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul  $\Delta$  :  $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

➤ Si  $\Delta \geq 0$  :  $t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q)$  ;  $u = \sqrt[3]{t}$  ;  $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

➤ Si  $\Delta < 0 \Rightarrow$  L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad ; \quad y_2^2 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad ; \quad y_2^3 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \quad ; \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :  $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

Donc :  $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - d')^2]$$

**Enfinement la contrainte de compression dans le béton est :**

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

➤ **Sens longitudinal :**

NIV	N (KN)	M (KNm)	OBS	$\sigma_{b1}$	$\sigma_{b2}$	obs	$\sigma_{s1}$	$\sigma_{s2}$	OBS
(40x45)	Nmax=974.64	Mcor=12.108	sec	5,278	3,394	vérifié	77,79	52,118	vérifié
	Nmin=-187.11	Mcor=-1.522	spc	2,071	2,152	vérifié	31,124	32,236	vérifié
	Ncor=-437.82	Mmax=42.656	spc	2,343	6,19	vérifié	37,721	90,285	vérifié
(35x40)	Nmax=574.34	Mcor=5.128	sec	3,813	5,763	vérifié	58,664	86,445	vérifié
	Nmin=-61.35	Mcor=-0.356	spc	2,159	2,433	vérifié	32,399	36,499	vérifié
	Ncor=-146	Mmax=25.899	spc	3,333	12,510	vérifié	50,001	187,655	vérifié
(30x35)	Nmax=185.06	Mcor=2.525	sec	4,124	5,117	vérifié	61,872	76,769	vérifié
	Nmin=-9.7	Mcor=-0.462	spc	1,796	1,812	vérifié	26,953	27,193	vérifié
	Ncor=-59.31	Mmax=15.349	spc	3,037	4,374	vérifié	45,569	65,616	vérifié

➤ **Sens transversal :**

NIV	N (KN)	M (KNm)	OBS	$\sigma_{b1}$	$\sigma_{b2}$	obs	$\sigma_{s1}$	$\sigma_{s2}$	OBS
(40x45)	Nmax=974.64	Mcor=21.011	sec	5,278	3,394	vérifié	77,79	52,118	vérifié
	Nmin=-187.11	Mcor=-29.766	spc	2,071	2,152	vérifié	31,124	32,236	vérifié
	Ncor=-974.64	Mmax=29,766	spc	2,343	6,19	vérifié	37,721	90,285	vérifié
(35x40)	Nmax=574.34	Mcor=2.084	sec	3,813	5,763	vérifié	58,664	86,445	vérifié
	Nmin=-61.35	Mcor=-0,464	spc	2,159	2,433	vérifié	32,399	36,499	vérifié
	Ncor=-168.44	Mmax=16.747	spc	3,333	12,510	vérifié	50,001	187,655	vérifié
(30x35)	Nmax=254.43	Mcor=3.566	sec	4,124	5,117	vérifié	61,872	76,769	vérifié
	Nmin=-28.64	Mcor=-0,798	spc	1,796	1,812	vérifié	26,953	27,193	vérifié
	Ncor=64.05	Mmax=25.74	spc	3,037	4,374	vérifié	45,569	65,616	vérifié

**VI.7.Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées dans le but de confiner les armatures longitudinales, et éviter l'éclatement du béton. Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho_1 \times T_u}{b_1 \times f_e} \dots\dots\dots \text{(RPA99version 2003/Art 7.4.2.2)}$$

Avec :

$T_u$  : effort tranchant de calcul.

$b_1$  : hauteur total de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_1$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_1 = 2.5 \text{ si l'élanement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_1 \geq 5. \\ \rho_1 = 3.75 \text{ dans le cas contraire.} \end{array} \right.$$

L'élanement  $\lambda_g$  est donné par la relation :  $\lambda_g = \frac{l_f}{i}$

Avec :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{a \cdot b^3}{12}}{a \cdot b}} = \sqrt{\frac{b^2}{12}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

Telle que :

$l_f = 0.7 \cdot l_0$   $l_0$  : longueur libre du poteau.

$l_0 = 359$  cm pour les Poteau du sous sol.

$l_0 = 408$  cm pour les poteaux du RDC.

$l_0 = 306$  cm pour les Poteaux des étages courants.

**Sens xx :**

Poteau :  $b \times h = (40 \times 45) \text{ cm}^2$  :  $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{b} l_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0.7 \times 359 = 21.76$

➤ Poteau :  $b \times h = (40 \times 45) \text{ cm}^2$  :  $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{b} l_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0.7 \times 408 = 24.73$

➤ Poteau :  $b \times h = (35 \times 40) \text{ cm}^2$  :  $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{b} l_f = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0.7 \times 306 = 21.20$

➤ Poteau :  $b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$  :  $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{b} l_f = \frac{\sqrt{12}}{30} \times 0.7 \times 306 = 24.73$

On remarque que :  $\lambda > 5$  donc  $\rho_1 = 2.5$

**Espacement des armatures transversales :**

Selon le RPA99/2003 ; la valeur maximale de l'espacement  $S_t$  des armatures transversales est fixée comme suit :

❖ **Poteaux (40x45) :**➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10 \Phi_1^{\min}, 15 \text{ cm}) \text{ en zone IIa.}$$

$$\text{Soit: } S_t = 10\text{cm}$$

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq 15 \Phi.$$

$$\text{Soit : } S_t = 15\text{cm.}$$

Où  $\Phi_1$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$D'ou : A_t = \frac{2.5 \times 15 \times 48.65 \times 10^3}{45 \times 40000} = 1.01\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{T8} = 2.00\text{cm}^2$$

❖ **Poteaux (35x40) :**➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10 \Phi_1^{\min}, 15 \text{ cm})$$

$$\text{Soit : } S_t = 10\text{cm}$$

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq 15 \Phi.$$

$$\text{Soit : } S_t = 15\text{cm.}$$

Où  $\Phi_1$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$D'ou : A_t = \frac{2.5 \times 15 \times 26.34 \times 10^3}{40 \times 40000} = 0.61\text{cm}^2$$

$$\text{Soit: } A_t = 4\text{T8} = 2.00\text{cm}^2$$

❖ **Poteaux (30x35) :**➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10 \Phi_1^{\min}, 15 \text{ cm})$$

$$\text{Soit : } S_t = 10\text{cm}$$

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq 15 \Phi.$$

$$\text{Soit : } S_t = 15\text{cm.}$$

Où  $\Phi_1$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$D'ou : A_t = \frac{2.5 \times 15 \times 41.78 \times 10^3}{45 \times 40000} = 0.87\text{cm}^2$$

$$\text{Soit: } A_t = 4\text{T8} = 2.00\text{cm}^2$$

**VI.8. Vérification de la quantité d'armatures transversales :(RPA2003/Art 7.4.2.2)**

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.3\% S_t \times b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \geq 3 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.8\% S_t \times b_1$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$ .....Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau

$b_1$  : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

Dans notre cas ;  $\lambda_g \geq 5$  ,donc  $A_t^{\min} = 0.3\% S_t \times b_1$

**En zone nodale :**

$$\text{Poteaux de } (40 \times 45) \text{ cm}^2 \dots\dots A_t^{\min} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2. \text{ (Verifié)}$$

$$\text{Poteaux de } (35 \times 40) \text{ cm}^2 \dots\dots A_t^{\min} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2. \text{ (Verifié)}$$

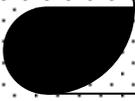
$$\text{Poteau de } (30 \times 35) \text{ cm}^2 \dots\dots A_t^{\min} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2. \text{ (Verifié)}$$

**En zone courante:**

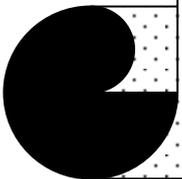
$$\text{Poteaux de } (40 \times 45) \text{ cm}^2 \dots\dots A_t^{\min} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2. \text{ (Verifié)}$$

$$\text{Poteaux de } (35 \times 40) \text{ cm}^2 \dots\dots A_t^{\min} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2. \text{ (Verifié)}$$

$$\text{Poteau de } (30 \times 35) \text{ cm}^2 \dots\dots A_t^{\min} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2. \text{ (Verifié)}$$



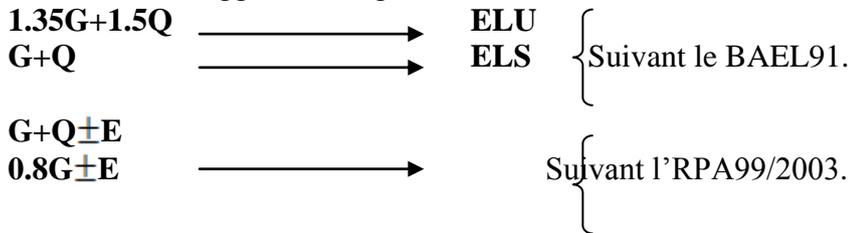
*Chapitre VII :*  
*Ferraillage des poutres.*



**VII-1. Introduction :**

Les poutres sont des éléments en béton armé reliant les poteaux entre eux, dans les deux sens formant ainsi des portiques longitudinaux et transversaux. On distingue les poutres principales, et les poutres secondaires.

Les poutres sont ferrillées en flexion simple, ceci en tenant compte de la combinaison la plus défavorable au niveau des appuis ainsi que la combinaison à l'ELU en travée.

**VII.2.Recommandation du RPA Pour le ferrailage des poutres :**

Les armatures longitudinales et transversales doivent satisfaire les conditions minimales et maximales, ainsi que celles relatives à la disposition, elles sont essentiellement les suivantes :

❖ **Armatures longitudinales :**

Elles sont disposées suivant la longueur des poutres, et reliées aux armatures transversales.

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % en toute section. Les sections inférieures à cette valeur sont interdites.

- Poutres principales de (30×40) :  $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6.00\text{cm}^2$ .
- Poutres secondaires de (30×35) :  $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25\text{ cm}^2$ .

- Le pourcentage total maximal des aciers longitudinaux est égal à :

- ✓ En zone courante : 4 %
- ✓ En zone de recouvrement : 6 %

✓ En zone courante :

- Poutres principales :  $A_{\max} = 48\text{cm}^2$
- Poutre secondaire :  $A_{\max} = 42\text{ cm}^2$

✓ En zone de recouvrement :

- Poutre principale :  $A_{\max} = 72\text{ cm}^2$
- Poutre secondaire :  $A_{\max} = 63\text{ cm}^2$

**Remarque :** Les sections adoptées doivent être comprises entre la section minimale et la section maximale. Ceci a pour but d'éviter le sous ferrailage et le sur ferrailage.

- La longueur de recouvrement est de :  $40\Phi$  (zone IIa).

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'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.

**Remarque :** Les nœuds de portiques doivent être convenablement ferrillés par des armatures transversales en forme de U avec alternance.

❖ **Armatures transversales :**

Elles sont disposées suivant la section transversale des poutres et munies de crochets à 135°.

- ❖ - La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :
- ❖     ▪  $A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$
- ❖ - L'espace maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :
- ❖     ▪  $S_t = \min \left( \frac{h}{4}, 12 \Phi_1 \right)$  → en zone nodale.
- ❖     ▪  $S_t \leq \frac{h}{2}$  → Zone de recouvrement.
- ❖      $\Phi_1$  : Le plus petit diamètre utilisé des armatures transversales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ❖ **Remarque :** Les armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui.
- ❖ **Les situations à considérer :** Les armatures seront calculées à l'état limite ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

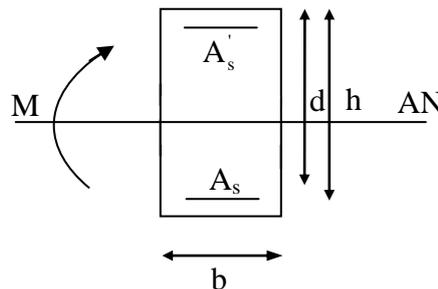
Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	$\gamma_b$	$F_{c28}$ (Mpa)	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	21,73	1	400	400

**VII.3. Etapes de calcul à L'ELU :** Le calcul du ferrailage sera mené en suivant la méthode suivante :

**Calcul du moment réduit :**

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

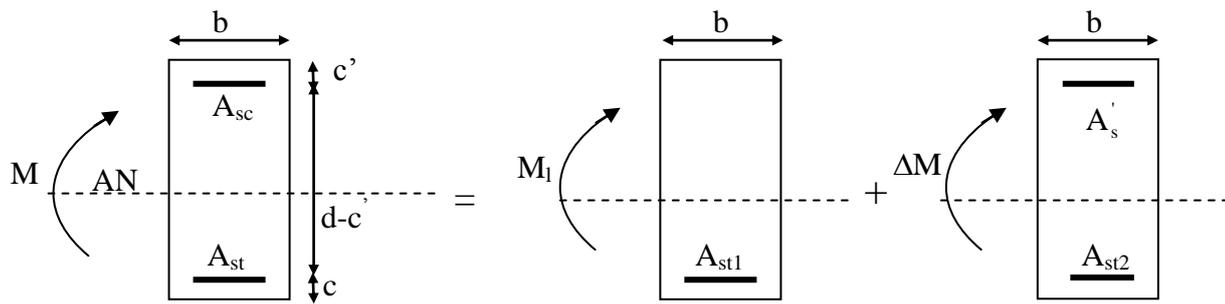
$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

**Calcul du moment réduit ( $\mu_1$ ) :**

-  $\mu \leq \mu_\ell = 0,392$  la section est simplement armée (SSA). Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \quad \text{Avec } A_s : \text{section des armatures tendues.}$$

-  $\mu_b \geq \mu_\ell = 0,392$  la section est doublement armée, dans ce cas les armatures comprimées sont nécessaires.



$$M = M_1 + \Delta M$$

$$M_1 = \mu_1 b d^2 f_{bu} \quad \text{et} \quad \Delta M = M - M_1$$

Finalemnt :

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_r}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} b$$

▪ Armatures comprimées :  $A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants :

**VII.4.Ferraillage des poutres principales** : Le ferraillage aux appuis est donné comme suit :

Ferraillage aux appuis des poutres principales à l'ELU									
Niv	Mu(kN.m)	com	μ	obs	β	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> cal (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> adoptée (cm <sup>2</sup> )	choix
s-sol	Msup=59.899	ELU	0.102	SSA	0.946	6.00	3.93	8.01	3HA12+3HA14
	Minf =49.861	ELU	0.085		0.955		4.06	8.01	3HA12+3HA14
RDC	Msup=91.962	G+Q+E	0.157	SSA	0.914	6.00	6.66	8.01	3HA12+3HA14
	Minf =71.17	G+Q+E	0.122		0.935		5.07	8.01	3HA12+3HA14
1	Msup=101.413	G+Q+E	0.173	SSA	0.904	6.00	7.40	8.01	3HA12+3HA14
	Minf =76.235	G+Q+E	0.130		0.930		5.45	8.01	3HA12+3HA14
2	Msup=101.45	G+Q+E	0.173	SSA	0.904	6.00	7.40	8.01	3HA12+3HA14
	Minf =74.247	G+Q+E	0.127		0.931		5.30	8.01	3HA12+3HA14
3	Msup=99.227	G+Q+E	0.170	SSA	0.906	6.00	7.23	8.01	3HA12+3HA14
	Minf =67.117	G+Q+E	0.115		0.938		4.76	8.01	3HA12+3HA14
4	Msup=96.651	G+Q+E	0.165	SSA	0.909	6.00	7.03	8.01	3HA12+3HA14
	Minf =62.478	G+Q+E	0.107		0.943		4.42	8.01	3HA12+3HA14
5	Msup=92.101	G+Q+E	0.157	SSA	0.914	6.00	6.67	8.01	3HA12+3HA14
	Minf =59.772	G+Q+E	0.102		0.946		4.22	8.01	3HA12+3HA14
6	Msup=83.411	G+Q+E	0.143	SSA	0.922	6.00	6.01	8.01	3HA12+3HA14
	Minf =56.363	G+Q+E	0.096		0.949		3.97	8.01	3HA12+3HA14
7	Msup=76.282	G+Q+E	0.130	SSA	0.930	6.00	4.36	8.01	3HA12+3HA14
	Minf =53.675	G+Q+E	0.092		0.952		3.77	8.01	3HA12+3HA14
8	Msup=63.459	G+Q+E	0.108	SSA	0.943	6.00	4.49	8.01	3HA12+3HA14
	Minf =50.022	G+Q+E	0.085		0.955		3.50	8.01	3HA12+3HA14

Le ferrailage en travée des poutres principales est donné dans le tableau suivant :

Ferrailage en travées des poutres principales à l'ELU									
Niv	Mu (KN.m)	com	$\mu$	obs	$\beta$	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_S$ cal (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )	choix
s-sol	59.899	ELU	0.102	SSA	0.946	6.00	4.31	4.62	3HA14
RDC	42.254	ELU	0.072	SSA	0.963	6.00	3.41	4.62	3HA14
1	42.038	ELU	0.072	SSA	0.963	6.00	3.27	4.62	3HA14
2	44.226	ELU	0.075	SSA	0.960	6.00	3.35	4.62	3HA14
3	48.522	ELU	0.083	SSA	0.956	6.00	3.46	4.62	3HA14
4	51.134	ELU	0.087	SSA	0.954	6.00	3.49	4.62	3HA14
5	55.021	ELU	0.094	SSA	0.951	6.00	3.59	4.62	3HA14
6	56.029	ELU	0.096	SSA	0.949	6.00	3.73	4.62	3HA14
7	58.972	ELU	0.101	SSA	0.946	6.00	3.70	4.62	3HA14
8	54.178	ELU	0.092	SSA	0.952	6.00	3.96	4.62	3HA14

**VII.5.Ferrailage des poutres secondaires :** Le ferrailage aux appuis des poutres secondaires est donné dans le tableau suivant :

Ferrailage aux appuis des poutres secondaire à l'ELU									
Niv	Mu(kN.m)	com	$\mu$	obs	$\beta$	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_S$ cal (cm <sup>2</sup> )	$A_S$ adoptée (cm <sup>2</sup> )	choix
s-sol	Msup=64.738	G+Q+E	0.148	SSA	0.919	5.25	5.40	9.24	2X3HA14
	Minf =56.107	G+Q+E	0.128		0.931		4.63	9.24	2X3HA14
RDC	Msup=93.93	G+Q+E	0.157	SSA	0.914	5.25	8.10	9.24	2X3HA14
	Minf =80.992	G+Q+E	0.215		0.877		6.88	9.24	2X3HA14
1	Msup=99.194	G+Q+E	0.227	SSA	0.869	5.25	8.61	9.24	2X3HA14
	Minf =83.951	G+Q+E	0.192		0.892		7.15	9.24	2X3HA14
2	Msup=95.361	G+Q+E	0.218	SSA	0.876	5.25	6.59	8.01	3HA14+3HA12
	Minf =79.296	G+Q+E	0.181		0.899		6.72	8.01	3HA14+3HA12
3	Msup=91.022	G+Q+E	0.208	SSA	0.882	5.25	7.82	8.01	3HA14+3HA12
	Minf =71.555	G+Q+E	0.164		0.910		6.01	8.01	3HA14+3HA12
4	Msup=85.927	G+Q+E	0.196	SSA	0.898	5.25	7.34	8.01	3HA14+3HA12
	Minf =64.634	G+Q+E	0.148		0.919		5.39	8.01	3HA14+3HA12
5	Msup=78.653	G+Q+E	0.180	SSA	0.900	5.25	6.66	8.01	3HA14+3HA12
	Minf =56.216	G+Q+E	0.128		0.931		4.64	8.01	3HA14+3HA12
6	Msup=68.72	G+Q+E	0.157	SSA	0.914	5.25	5.75	8.01	3HA14+3HA12
	Minf =46.22	G+Q+E	0.105		0.944		3.78	8.01	3HA14+3HA12
7	Msup=62.514	G+Q+E	0.143	SSA	0.922	5.25	5.20	8.01	3HA14+3HA12
	Minf =41.553	G+Q+E	0.095		0.949		3.38	8.01	3HA14+3HA12
8	Msup=55	G+Q+E	0.126	SSA	0.932	5.25	4.55	8.01	3HA14+3HA12
	Minf =36.757	G+Q+E	0.084		0.956		2.97	8.01	3HA14+3HA12

Le ferrailage en travée des poutres secondaires est donné comme suit :

Ferrailage en travées des poutres secondaires à l'ELU									
Niv	Mu (KN.m)	com	$\mu$	obs	$\beta$	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ cal (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adop}}$ (cm <sup>2</sup> )	choix
s-sol	14.673	ELU	0.033	SSA	0.983	5.25	1.35	4.62	3HA14
RDC	25.891	ELU	0.059	SSA	0.969	5.25	2.4	4.62	3HA14
1	33.377	ELU	0.076	SSA	0.960	5.25	3.13	4.62	3HA14
2	38.259	ELU	0.087	SSA	0.954	5.25	3.61	4.62	3HA14
3	44.268	ELU	0.101	SSA	0.946	5.25	4.21	4.62	3HA14
4	49.69	ELU	0.113	SSA	0.939	5.25	4.76	4.62	3HA14
5	54.17	ELU	0.124	SSA	0.934	5.25	5.23	4.62	3HA14
6	55.583	ELU	0.127	SSA	0.931	5.25	5.37	4.62	3HA14
7	57.903	ELU	0.132	SSA	0.929	5.25	4.49	4.62	3HA14
8	52.994	ELU	0.121	SSA	0.935	5.25	5.1	4.62	3HA14

#### VII.6.Vérifications à l'ELU :

##### ➤ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

-Poutres principales de (30x40) :  $A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2$ .

D'ou  $A_s = 6,03 > A_{\min} = 1,34 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée

-Poutres secondaires de (30x35) :  $A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,15 \text{ cm}^2$ .

D'ou  $A_s = 6,03 > A_{\min} = 1,15 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée

#### Justification sous sollicitation d'effort tranchant :(BAEL91.art A.5.1)

Les poutres soumises à des efforts tranchants doivent être justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente «  $\tau_u$  », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \quad T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à L'ELU.}$$

Poutres principales  $\tau_u = \frac{107,35 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,375} = 0,954 \text{ MPA}$

Poutres secondaires  $\tau_u = \frac{53,22 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,325} = 0,545 \text{ MPA}$

**a) Etat limite ultime du béton de l'âme :(BAEL91.art A.5.1.21)**

Dans le cas où la fissuration est peut nuisible la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u \leq \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = 4.35MPa.$$

Poutres principales  $\tau_u = 0.954MPa < 4.35MPa$  .....La condition est vérifiée.

Poutres secondaires  $\tau_u = 0.545MPa < 4.35MPa$  .....La condition est vérifiée.

**b) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales : (BAEL91.art A.5.1.32)**

Lorsqu'au droit d'un appui :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$ , on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à :

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d}$$

$$D'où A_s \geq \frac{1,15}{f_c} \left( V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right).$$

$$\text{Poutres principales } 107.35 - \frac{59.899}{0,9 \times 0.37} = -179.87 < 0.$$

$$\text{Poutres secondaires } 53.22 - \frac{57.903}{0,9 \times 0.32} = -210.05 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

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

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots (\text{BAEL91.art A.5.1.32})$$

$$\text{Poutres principales } T_u = 107.35kN < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.37 \times 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 666kN$$

$$\text{Poutres secondaires } T_u = 53.22kN < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.32 \times 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 576kN$$

**d) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres : BAEL 91ArtA. 6.1, 3**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{r28} = 0.6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2.83MPa$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} \quad \sum U_i : \text{Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.}$$

**Poutres principales**

$$3HA12+3HA14 \Rightarrow \sum U_i = 24.513cm$$

$$\tau_{se}^{max} = \frac{107.35 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0.375 \times 0.24513} = 1.29MPa < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**Poutres secondaires**

$$3HA16 \Rightarrow \sum U_i = 15.08cm$$

$$\tau_{se}^{max} = \frac{53.22 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0.32 \times 0.1508} = 1.225MPa < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**e) Calcul de la longueur de scellement droit des barres :**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec } \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

Pour les  $\Phi 12$  :  $l_s = 42.33 \text{ cm}$ .

Pour les  $\Phi 14$  :  $l_s = 49.38 \text{ cm}$ .

Pour les  $\Phi 16$  :  $l_s = 56.44 \text{ cm}$ .

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à «  $0.4 l_s$  » pour barre à haute adhérence.

Pour les  $\Phi 12$  :  $l_s = 16.93 \text{ cm}$ .

Pour les  $\Phi 14$  :  $l_s = 19.75 \text{ cm}$ .

Pour les  $\Phi 16$  :  $l_s = 22.58 \text{ cm}$ .

**Calcul des armatures transversales :**

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{h}\right) = \min(11.42 ; 12 ; 7.5)$$

Soit  $\Phi_t = 8mm$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit  $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

**Calcul des espacements:**

Poutre principale :

$$\text{➤ Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30cm\right)$$

Soit  $S_t = 7cm$ .

$$\text{➤ Zone courante : } S_t' \leq \frac{h}{2}$$

Soit  $S_t = 15cm$

Poutres secondaires

➤ **Zone nodale** :  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$

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

➤ **Zone courante** :  $S_t' \leq \frac{h}{2}$

Soit  $S_t=15\text{cm}$

**Délimitation de la zone nodale :**

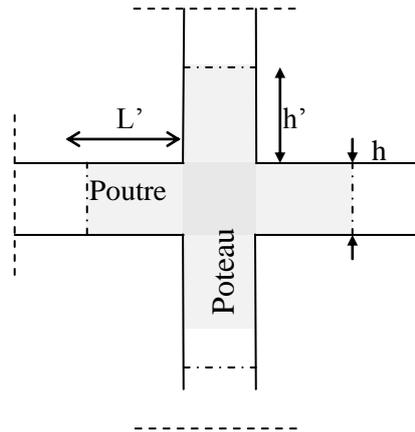
$L'=2 \times h$

$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right\}$

h : hauteur de la poutre.

b<sub>1</sub> et h<sub>1</sub> : dimensions du poteau.

h<sub>e</sub> : hauteur entre nus des poutres.



On aura :

- h' = 60 cm

- L' = 2 × 40 = 80 cm poutre principales.

- L' = 2 × 35 = 70 cm poutre secondaire.

**Remarque :**

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

**Armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures minimales est :

$A_t^{\min} = 0,003S_t b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2$

$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1,8 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée

**VII.7.Vérification des contraintes à l'ELS :**

**Poutres principales :**

Niv	M <sub>smax</sub>	AS de l'ELU	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub>	σ' <sub>bc</sub>	Obser
s-sol	41.997	8.01	0.721	0.877	25.65	161.57	4.14	15	<b>Vérifiée</b>
RDC	30.437	8.01	0.721	0.877	25.65	117.10	4.70	15	
1	30.323	8.01	0.721	0.877	25.65	116.66	3.00	15	
2	31.905	8.01	0.721	0.877	25.65	122.75	3.14	15	
3	35.015	8.01	0.721	0.877	25.65	134.71	3.45	15	
4	36.908	8.01	0.721	0.877	25.65	141.99	3.64	15	
5	39.761	8.01	0.721	0.877	25.65	152.97	3.92	15	
6	40.501	8.01	0.721	0.877	25.65	155.82	3.99	15	
7	42.651	8.01	0.721	0.877	25.65	164.09	4.20	15	
8	39.313	8.01	0.721	0.877	25.65	151.25	3.87	15	

**Poutres secondaires :**

Niv	M <sub>smax</sub>	AS de l'ELU	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub>	σ' <sub>bc</sub>	Obser
s-sol	10.562	6.78	0.704	0.878	25.98	55.44	1.44	15	<b>Vérifiée</b>
RDC	18.694	9.24	0.704	0.878	25.98	73.34	1.57	15	
1	24.114	9.24	0.704	0.878	25.98	94.61	2.03	15	
2	27.65	8.01	0.704	0.878	25.98	124.13	2.87	15	
3	32.011	8.01	0.704	0.878	25.98	143.71	3.32	15	
4	35.949	8.01	0.704	0.878	25.98	161.39	3.73	15	
5	39.201	6.78	0.704	0.878	25.98	205.78	5.34	15	
6	40.232	6.78	0.704	0.878	25.98	211.20	5.48	15	
7	41.922	6.78	0.704	0.878	25.98	220.07	5.71	15	
8	38.386	6.78	0.704	0.878	25.98	201.51	5.23	15	

**Etat limite de déformation :**

La flèche développée au niveau de la poutre doit être inférieure par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect fonctionnel de l'ouvrage.

**Calcul de la flèche :**

Le calcul sera conduit pour la plus grande travée dans les deux sens.

**Sens transversale :** la flèche admissible :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{405}{500} = 0.78cm$$

**Sens longitudinale :** la flèche admissible :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0.74cm$$

**La valeur de la flèche est :**

$$f = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

Avec : E<sub>v</sub> : module de déformation différé du béton.

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

I<sub>fv</sub> : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée :

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda \cdot \mu}$$

I<sub>0</sub> : moment d'inertie total de la section homogénéisé (n=15) par rapport au CDG de la section.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - c' \right)^2 + A_s' \left( \frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

Calcul des coefficients

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{5 \cdot \rho} = \frac{0.0084}{\rho}$$

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

$\rho$  : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (% d'armature)

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$$

La contrainte dans les aciers tendus :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} \quad (\text{Voir l'état limite de résistance du béton à la compression})$$

### Vérification de la flèche dans les poutres principales:

Niv	Ms(kn.m)	L(cm)	Ev(MPa)	h(cm)	As de l'ELU	$\sigma_s$ (Mpa)	$\rho$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0(\text{cm}^4)$	Ifv	f(cm)	Obser
s-sol	41.997	395	10818,87	40	8.01	161.57	0.007 2	1.1 6	0.6 6	202446. 25	194723. 35	0.0 3	
RD C	30.437	395	10818,87	40	8.01	117.10	0.007 2	1.1 6	0.5 6	202446. 25	194723. 35	0.0 2	
1	30.323	395	10818,87	40	8.01	116.66	0.007 2	1.1 6	0.5 6	202446. 25	194723. 35	0.0 2	
2	31.905	395	10818,87	40	8.01	122.75	0.007 2	1.1 6	0.5 8	202446. 25	194723. 35	0.0 2	
3	35.015	400	10818,87	40	8.01	134.71	0.007 2	1.1 6	0.6 1	202446. 25	194723. 35	0.0 2	vérifié
4	36.908	400	10818,87	40	8.01	141.99	0.007 2	1.1 6	0.6 2	202446. 25	194723. 35	0.0 2	
5	39.761	400	10818,87	40	8.01	152.97	0.007 2	1.1 6	0.6 5	202446. 25	194723. 35	0.0 3	
6	40.501	400	10818,87	40	8.01	155.82	0.007 2	1.1 6	0.6 5	202446. 25	194723. 35	0.0 3	
7	42.651	395	10818,87	40	8.01	164.09	0.007 2	1.1 6	0.6 6	202446. 25	194723. 35	0.0 3	
8	39.313	395	10818,87	40	8.01	151.25	0.007 2	1.1 6	0.6 5	202446. 25	194723. 35	0.0 3	

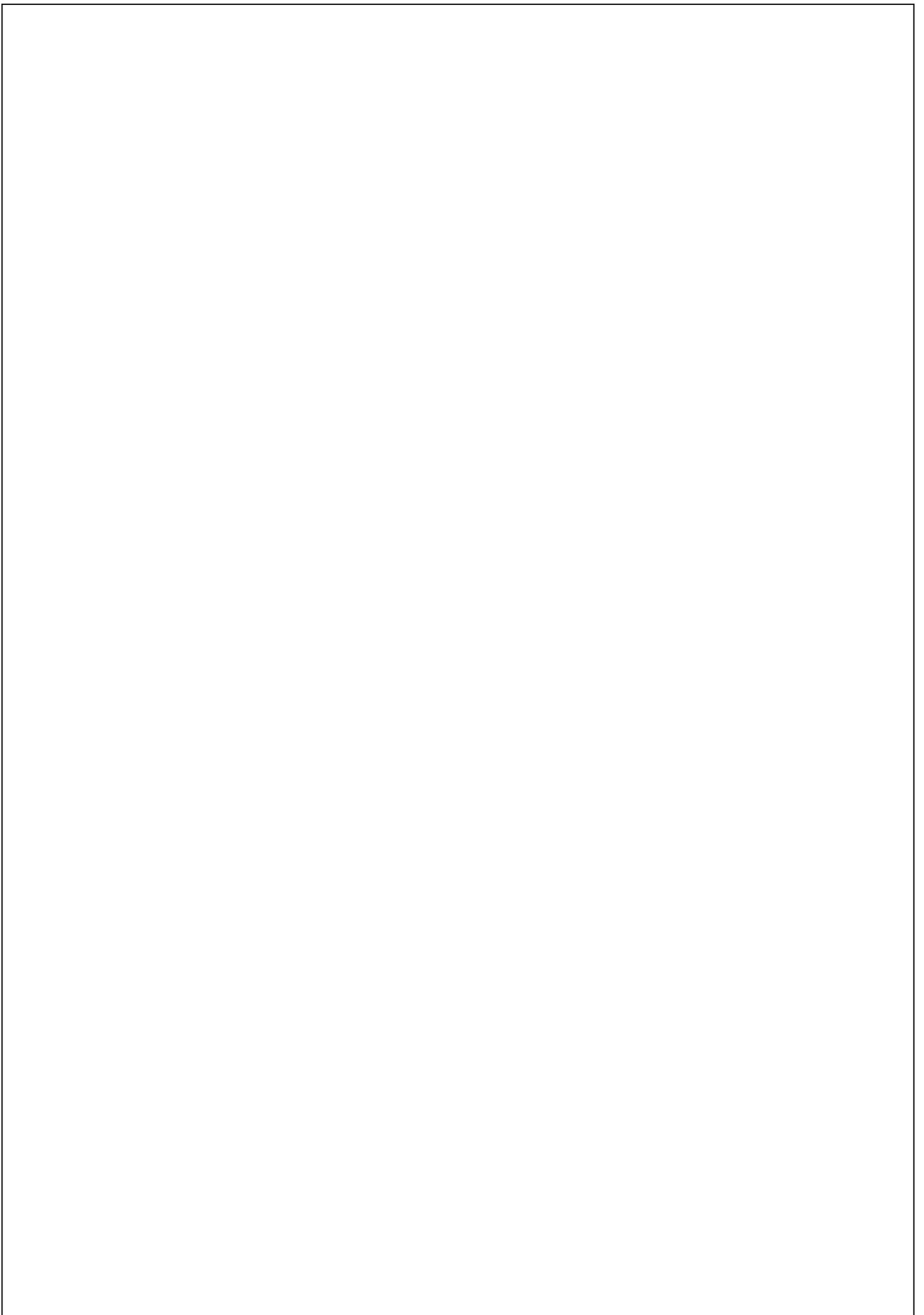
### Vérification de la flèche dans les poutres secondaires:

Niv	Ms(kn.m)	L(cm)	Ev(MPa)	h(cm)	A de l'ELU	$\sigma_s$ (Mpa)	$\rho$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0(\text{cm}^4)$	Ifv	f(cm)	Obser
s-sol	10.562	360	10818,8 7	35	6.78	55.44	0.00 7	1.2	0.2 7	130407. 5	24444.9 2	0.05 1	
RD C	18.694	360	10818,8 7	35	9.24	73.34	0.00 9	0.9 3	0.5 1	130407. 5	32303.1 5	0.06 9	
1	24.114	360	10818,8 7	35	9.24	94.61	0.00 9	0.9 3	0.5 7	130407. 5	32303.1 5	0.08 9	
2	27.65	360	10818,8 7	35	8.01	124.13	0.00 8	1.0 5	0.6 2	130407. 5	28324.0 3	0.11	
3	32.011	365	10818,8 7	35	8.01	143.71	0.00 8	1.0 5	0.6 6	130407. 5	28324.0 3	0.12	
4	35.949	365	10818,8 7	35	8.01	161.39	0.00 8	1.0 5	0.6 9	130407. 5	28324.0 3	0.15	vérifié
5	39.201	365	10818,8 7	35	6.78	205.78	0.00 7	1.2	0.7 1	130407. 5	24444.9 2	0.19	
6	40.232	365	10818,8 7	35	6.78	211.20	0.00 7	1.2	0.7 2	130407. 5	24444.9 2	0.20	
7	41.922	370	10818,8 7	35	6.78	220.07	0.00 7	1.2	0.7 3	130407. 5	24444.9 2	0.21	
8	38.386	370	10818,8 7	35	6.78	201.51	0.00 7	1.2	0.7 1	130407. 5	24444.9 2	0.19	

**VII.8.Disposition constructive :**

Conformément au CBA 93 annexe E<sub>3</sub>, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

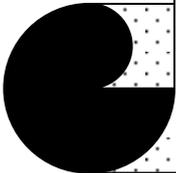
- La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale
- A  $\frac{1}{5}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- A  $\frac{1}{4}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à  $\frac{1}{10}$  de la portée.





*Chapitre VIII :*

*Ferraillage des voiles.*



**VIII-1. Introduction :**

Les voiles sont des éléments de contreventement en béton armé assurant le transfert des charges verticales, et d'autre part, la stabilité sous l'action des charges horizontales. Ils sont introduits dans le système de contreventement dans le cas où les portiques à eux seuls ne peuvent pas assurer la transmission totale des charges sismiques.

Après avoir déterminé les différentes combinaisons d'action appliquées aux voiles par zones, le ferrailage le plus défavorable sera celui à adopter pour chaque zone.

La structure est devisée en trois zones qui sont les suivantes :

- Zone I : comportant les voiles du sous sol, RDC, 1<sup>er</sup>, et 2<sup>ème</sup> étages .
- Zone II : comportant les voiles du 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup>, et 6<sup>ème</sup> étages .
- Zone III : comportant les voiles du 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étages.

Les trumeaux sont sollicités en général en flexion composée avec effort tranchant, donc il faut disposer le ferrailage suivant :

**1- Armatures verticales :**

- a. Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à 90°. La jonction des armatures entre les différents niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochet).
- b. Le ferrailage minimum de la zone tendue des voiles est de 0,2 % .
- c. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance de  $\frac{l}{10}$  à chaque extrémités des trumeaux et au plus égale à 15 cm.
- d. Les barres verticales des zones extrêmes sont confinées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur des voiles formant ainsi les potelets.

**2- Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\emptyset$ .

**3- Règles communes aux Armatures verticales et horizontales :**

- a. Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suite :
  - Dans les différentes sections des voiles → 0,15 %
  - en zone courante → 0,10 %
- b. L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
  - $S \leq 1,5 e$
  - $S \leq 30 \text{ cm}$

Avec : e : épaisseur du voile.

- c. Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle par mètre carré. Dans chaque nappe, les armatures horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- d. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des armatures des potelets) ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.
- e. Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - $40\emptyset$  pour les armatures situées dans les zones où le signe des efforts est réversible.
  - $20\emptyset$  pour les armatures situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

**Combinaisons d'action :**

Les combinaisons d'actions accidentelles et d'actions permanentes à prendre en compte dans le calcul du ferrailage sont données comme suit :

- Selon le BAEL 91 → 
$$\begin{cases} \text{E.L.U} & 1.35 G + 1.5 Q \\ \text{E.L.S} & G + Q \end{cases}$$
- Selon le RPA 99/ 2003 → 
$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$$

**Remarque :** Les contraintes sont tirées directement à partir du fichier résultats, donné par le logiciel ETABS.

**VIII.2. Ferrailage des voiles :**

La méthode RDM est celle utilisée pour le calcul du ferrailage, elle se fait pour une bande de largeur (d).

**VIII.2.1. Exposé de la méthode :**

Cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \quad \text{et} \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I}$$

Avec B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ; sachant que  $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

**Remarque :** Le diagramme des contraintes sera tiré directement du fichier résultats

Le diagramme des contraintes sera découpé en bandes de largeur (d) qui est donnée par la formule suivante :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec  $h_e$  : hauteur entre nus du plancher du voile considéré

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$L_t$  : longueur tendue =  $L - L_c$

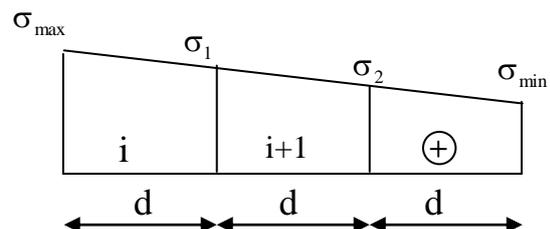
Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes.

Le ferrailage des voiles sera calculé en fonction de la nature de la section à considérer, on distingue les sections suivantes :

**❖ Section entièrement comprimée :**

$$\bullet N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$\bullet N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

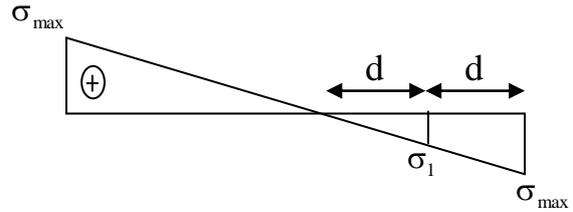


Avec : (e) l'épaisseur du voile.

❖ **Section partiellement comprimée :**

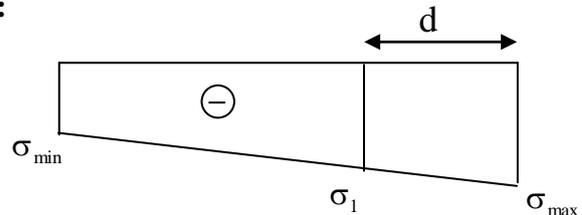
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



❖ **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



**VIII.2.2. Armatures verticales :**

➤ **Section partiellement comprimée**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

$\sigma_{s10}$  : Contrainte de l'acier à 0,2 % = 348 MPa

➤ **Section entièrement tendue**

A l'ELU : 
$$A_v \geq \frac{N_u}{\sigma_{s10}}$$

$\sigma_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s}$  : contrainte de l'acier à 1 % = 348 MPa

A l'ELS : 
$$A_v \geq \frac{N_s}{\sigma_s}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$
 Pour une fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$
 Pour une fissuration très préjudiciable

$\eta = 1,6$  pour les barres de HA de diamètre au moins égal a 6mm

**VIII.2.3. Armatures minimales :**

➤ **Compression du béton**

-  $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$  par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures

-  $0,2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5 \%$  avec B : section du béton comprimée

➤ **Traction simple**

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{c28}}{f_e} \quad \text{(BAEL91)}$$

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale e du béton tendu.

**VIII.2.4. Prescriptions réglementaires (R PA 99 /2003) :**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est cité précédemment, on retient les valeurs suivantes :

- Dans la section du voile → 15 %.
- Au niveau de la zone courantes → 0.10 %.

**VIII.2.5. Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales sont munies de crochets à 135° à leur extrémité avec une longueur de  $10 \Phi$ . D'après le BEAL 91 :  $A_H = \frac{A_V}{4}$

D'après le RPA 2003 :  $A_H \geq 0,15 \% \cdot B$

Les armatures horizontales sont disposées du côté extérieur, qui seront croisées perpendiculairement avec les armatures verticales.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.

**VIII.2.6. Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

**VIII.2.7. Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

Avec :  $T = 1,4 L \cdot V_u$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

**VIII.2.8. Espacement :**

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA révisé 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1,5 \times e$$

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

Avec (e) est l'épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{1}{10}$  de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

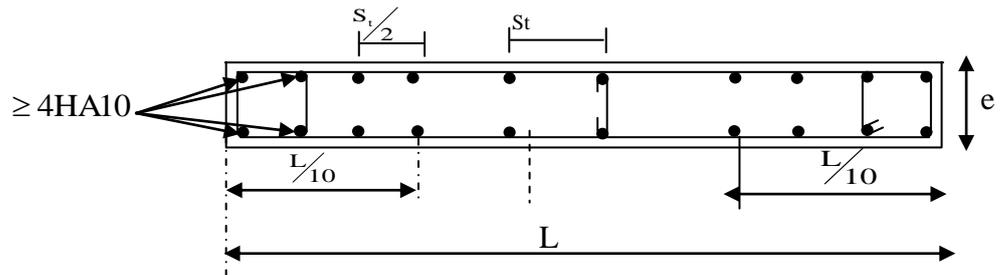
**VIII.2.9. Longueur de recouvrement :**

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.

**VIII.2.10. Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.

**VIII.3. Vérification :****VIII.3.1. Vérification à l'ELS** Fig X.2.10 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec  $N_{ser}$  : Effort normal appliqué

$B$  : Section du béton

$A$  : Section d'armatures adoptée

**VIII.3.2. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

❖ D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1,4 \cdot V_{u,calcul}$$

Avec  $b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0,9 h$ )

$h$  : Hauteur totale de la section brute

❖ D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

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

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

Avec  $\tau_u$  : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right); \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

#### VIII.4. Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du voile longitudinal (VL10) de la zone I :

$$L = 1.5 \text{ m}, e = 0.20 \text{ m}$$

$$I = 0.10 \text{m}^4, \quad B = 0.30 \text{m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1558.33 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -5242.52 \text{ KN/m}^2$$

$$L_c = 0.34 \text{ m} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$$L_c = 0.34 \Rightarrow L_t = L - L_c = 1.16 \text{m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$$\text{Avec : } d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = 0.22 \text{m}$$

$$\text{RDC : } h_e = 4.5 - 0.35 = 3.73 \text{m.}$$

$$\text{Soit un tronçon } d = 0.17 \text{ m}$$

➤ **1<sup>er</sup> tronçon :**

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} - (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \times \frac{d}{L} = 787.567 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \left( \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) d \cdot e = 39.88 \text{KN}$$

❖ **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 11.45 \text{cm}^2$$

➤ **2<sup>eme</sup> tronçon :**

$$N_2 = \left( \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right) \times d \times e = 75.73 \text{ KN}$$

❖ **Armatures verticales :**

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 20.09 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = \max \left( 0.15\% B; \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$\text{telle que } B = d \times e$$

$$A_{\min} = \max(5.1 \text{cm}; 1.78 \text{cm}^2)$$

$$A_{\min} = 5.1 \text{cm}^2$$

Le ferrailage adopté sur le 1<sup>er</sup> tronçon du voile est  $A_v = 11.45 \text{cm}^2$ .

Soit : 10 HA 14 = 15.39 cm<sup>2</sup>/nappe. Avec : S<sub>t</sub> = 15 cm.  
 Le ferrailage adopté sur le 2<sup>ème</sup> tronçon du voile est A<sub>v</sub> = 20.09 cm<sup>2</sup>.  
 Soit : 10 HA 16 = 20.10 cm<sup>2</sup>/nappe. Avec S<sub>t</sub> = 15 cm.

#### ❖ Armatures horizontales :

D'après le BAEL 91 :  $A_H = \frac{A_v}{4} = 5.44 \text{ cm}^2$

D'après le RPA révisé 2003 :  $A_H \geq 0,15\%B = 3 \text{ cm}^2$

Soit 5 HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup>/nappe.

#### ❖ Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles de HA8 par mètre carré.

#### ❖ Armature de coutures :

$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$  avec :  $T = 1,4 \times V_u$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 108.41 \times 10}{400 \times 10^{-1}} \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 4.17 \text{ cm}^2$$

Soit 8HA10 = 6,28 cm<sup>2</sup> soit 4HA10/nappe

#### Vérification des contraintes de cisaillement :

##### ➤ BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{108.41 \times 10}{17 \times 0,9 \times 373} = 0,189 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,189 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

##### ➤ RPA99 /2003 :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 108.41 \times 10}{17 \times 0,9 \times 373} = 0,265 \text{ MPa}$$

avec :  $T = 1,4 \times V_u$

$$\tau_b = 0,265 \text{ MPa} < \tau_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### ❖ Vérification à l'ELS :

Il faut vérifier que :

$$\sigma \leq 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_s} = \frac{681,08 \times 10^1}{17 \times 150 + 15 \times 20.09 \times 2} = 2.16 \text{ MPa} \leq 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2.16 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Tableau récapitulatif du Ferrailage des voiles longitudinaux :**

(VL2, VL3.VL5.VL6.VL7.VL8.VL9.VL11.VL12.VL14.VL16.VL17) :

Zones		Zone I	Zone II	Zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1	1	1		
	e (m)	0.2	0.2	0.2		
	B (m)	0.2	0.2	0.2		
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2722.37	860.88	2072.4		
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6559.81	-3411.4	-2546.57		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC		
	V <sub>u</sub> (kN)	71.11	70.59	55.03		
	L <sub>t</sub> (m)	0.71	0.80	0.55		
	L <sub>c</sub> (m)	0.29	0.20	0.45		
	d (m)	0.353	0.399	0.276		
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3279.905	1705.700	1273.285		
	N (kN)	N <sub>1</sub>	347.69	204.30	105.30	
		N <sub>2</sub>	115.897	68.100	35.100	
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>8.69</b>	<b>5.11</b>	<b>2.63</b>	
		A <sub>v2</sub>	<b>2.90</b>	<b>1.70</b>	<b>0.88</b>	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		2.74	2.72	2.12	
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>9.38</b>	<b>5.79</b>	<b>3.16</b>	
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>2.90</b>	<b>2.38</b>	<b>1.41</b>	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		3.71	4.19	2.89	
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>10.05</b>	<b>6.15</b>	<b>3.39</b>	
		Bonde 2	<b>5.65</b>	<b>4.52</b>	<b>3.39</b>	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	<b>2*5HA16</b>	<b>2*4HA14</b>	<b>2*3HA12</b>
			Bonde 2	<b>2*3HA16</b>	<b>2*3HA14</b>	<b>2*3HA12</b>
S <sub>t</sub> (cm)		Bonde1	10	13	13	
		Bonde 2	17	20	13	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande			2.12	2.40	1.65	
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )			2.51	1.54	0.85	
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )			<b>5HA10</b>	<b>5HA10</b>	<b>5HA10</b>	
A <sub>h</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )			<b>(3.92cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(3.92cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(3.92cm<sup>2</sup>)</b>	
S <sub>t</sub> (cm)		<b>20</b>	<b>20</b>	<b>20</b>		
Vérification des contraintes	Armature transversal		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>			
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.395	0.392	0.306	
		$\tau_b$ (MPa)	0.553	0.549	0.428	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1139.43	637.99	203.83	
$\sigma_b$ (MPa)		<b>5.10</b>	<b>2.95</b>	<b>0.97</b>		

Tableau récapitulatif du Ferrailage des voiles longitudinaux :(VL1.VL4.VL15.VL18).

Zones		Zone I	Zone II	Zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.5	1.5	1.5		
	e (m)	0.2	0.2	0.2		
	B (m)	0.3	0.3	0.3		
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1558.33	896.67	2396.81		
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-5242.52	-2758.7	-2756.24		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC		
	V <sub>u</sub> (kN)	108.96	86.17	43.92		
	L <sub>t</sub> (m)	1.16	1.13	0.80		
	L <sub>c</sub> (m)	0.34	0.37	0.70		
	d (m)	0.578	0.566	0.401		
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2621.260	1379.355	1378.120		
	N (kN)	N <sub>1</sub>	454.64	234.22	165.85	
		N <sub>2</sub>	151.547	78.075	55.284	
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>11.37</b>	<b>5.86</b>	<b>4.15</b>	
		A <sub>v2</sub>	<b>3.79</b>	<b>1.95</b>	<b>1.38</b>	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		4.19	3.32	1.69	
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>12.41</b>	<b>6.68</b>	<b>4.57</b>	
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>3.79</b>	<b>2.78</b>	<b>1.80</b>	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		6.07	5.94	4.21	
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>14.07</b>	<b>9.23</b>	<b>5.65</b>	
		Bonde 2	<b>8.04</b>	<b>6.15</b>	<b>5.65</b>	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	<b>2*7HA16</b>	<b>2*6HA14</b>	<b>2*5HA12</b>
			Bonde 2	<b>2*4HA16</b>	<b>2*4HA14</b>	<b>2*5HA12</b>
S <sub>t</sub> (cm)		Bonde1	10	11	10	
		Bonde 2	20	20	10	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande		3.47	3.40	2.41		
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		4.02	2.26	1.41		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>6HA10</b>	<b>6HA10</b>	<b>6HA10</b>		
Ah adopté (cm2)		<b>(4.71cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(4.71cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(4.71cm<sup>2</sup>)</b>		
st (cm)		<b>16</b>	<b>16</b>	<b>16</b>		
Vérification des contraintes	Armature transversal		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>			
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.404	0.319	0.163	
		$\tau_b$ (MPa)	0.565	0.447	0.228	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1067.7	661.01	217.26	
$\sigma_b$ (MPa)		<b>3.19</b>	<b>2.04</b>	<b>0.69</b>		

Tableau récapitulatif du Ferrailage des voiles longitudinaux :(VL10.VL13).

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.5	2.5	2.5	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.5	0.5	0.5	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2874.97	878.85	1818.76	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-7041.73	-3070.2	-2423.45	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)		286.78	151.59	71.13
	L <sub>t</sub> (m)		1.78	1.94	1.43
	L <sub>c</sub> (m)		0.72	0.56	1.07
	d (m)		0.888	0.972	0.714
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		3520.865	1535.090	1211.725
	N (kN)	N <sub>1</sub>	937.55	447.55	259.58
		N <sub>2</sub>	312.516	149.182	86.528
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>23.44</b>	<b>11.19</b>	<b>6.49</b>
		A <sub>v2</sub>	<b>7.81</b>	<b>3.73</b>	<b>2.16</b>
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		11.04	5.84	2.74
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>26.20</b>	<b>12.65</b>	<b>7.17</b>
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>7.81</b>	<b>5.19</b>	<b>2.85</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		9.32	10.20	7.50
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>28.14</b>	<b>13.86</b>	<b>7.92</b>
		Bonde 2	<b>12.06</b>	<b>10.78</b>	<b>7.92</b>
	Choix des barres	Bonde1	<b>2*13HA16</b>	<b>2*9HA14</b>	<b>2*7HA12</b>
		Bonde 2	<b>2*6HA16</b>	<b>2*7HA14</b>	<b>2*7HA12</b>
S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	10	12.5	12	
	Bonde 2	18	17	12	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		5.33	5.83	4.28	
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		6.93	4.02	2.83	
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>10HA10</b>	<b>10HA10</b>	<b>10HA10</b>	
Ah adopté (cm <sup>2</sup> )		(A=7.85cm <sup>2</sup> )	(A=6.28cm <sup>2</sup> )	(A=4.71cm <sup>2</sup> )	
St (cm)		<b>10</b>	<b>10</b>	<b>10</b>	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.637	0.337	0.158
		$\tau_b$ (MPa)	0.892	0.472	0.221
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1814.33	1087.57	364.6
$\sigma_b$ (MPa)		<b>3.26</b>	<b>2.01</b>	<b>0.69</b>	

Tableau récapitulatif du Ferrailage des voiles transversaux :(VT2.VT3.VT4.VT5).

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.5	2.5	2.5	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.5	0.5	0.5	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2674.75	104.3	479.82	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6039.35	-2070.4	-1187.42	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	230.37	196.26	115.91	
	L <sub>t</sub> (m)	1.73	2.38	1.78	
	L <sub>c</sub> (m)	0.77	0.12	0.72	
	d (m)	0.866	1.190	0.890	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3019.675	1035.200	593.710	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	784.80	369.58	158.57
		N <sub>2</sub>	261.600	123.194	52.856
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>19.62</b>	<b>9.24</b>	<b>3.96</b>
		A <sub>v2</sub>	<b>6.54</b>	<b>3.08</b>	<b>1.32</b>
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		8.87	7.56	4.46
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>21.84</b>	<b>11.13</b>	<b>5.08</b>
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>6.54</b>	<b>4.97</b>	<b>2.44</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		9.10	12.50	9.35
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>22.11</b>	<b>13.86</b>	<b>10.18</b>
		Bonde 2	<b>12.06</b>	<b>13.86</b>	<b>10.18</b>
	Choix des barres	Bonde1	<b>2*11HA16</b>	<b>2*9HA14</b>	<b>2*9HA12</b>
		Bonde 2	<b>2*6HA16</b>	<b>2*9HA14</b>	<b>2*9HA12</b>
S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	10	15	11.5	
	Bonde 2	18	15	11.5	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		5.20	7.14	5.34	
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		5.53	3.39	2.55	
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>10HA10</b>	<b>10HA10</b>	<b>5HA10</b>	
A <sub>h</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		<b>(7.85cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(7.85cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(7.85cm<sup>2</sup>)</b>	
St (cm)		<b>10</b>	<b>10</b>	<b>10</b>	
Vérification des contraintes	Armature transversal		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.512	0.436	0.258
		$\tau_b$ (MPa)	0.717	0.611	0.361
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	2196.51	1253.35	408.23
$\sigma_b$ (MPa)		<b>3.99</b>	<b>2.32</b>	<b>0.77</b>	

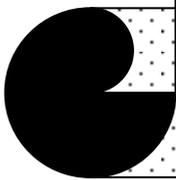
Tableau récapitulatif du Ferrailage des voiles transversaux : (VT1.VT6).

Zones		Zone I	Zone II	Zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.8	2.8	2.8		
	e (m)	0.2	0.2	0.2		
	B (m)	0.56	0.56	0.56		
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2264.65	114.65	212.58		
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-5117.82	-1624.3	-877.6		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	446.91	247.92	91.31		
	L <sub>t</sub> (m)	1.94	2.62	2.25		
	L <sub>c</sub> (m)	0.86	0.18	0.55		
	d (m)	0.971	1.308	1.127		
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2558.910	812.135	438.800		
	N (kN)	N <sub>1</sub>	745.05	318.61	148.36	
		N <sub>2</sub>	248.351	106.203	49.453	
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>18.63</b>	<b>7.97</b>	<b>3.71</b>	
		A <sub>v2</sub>	<b>6.21</b>	<b>2.66</b>	<b>1.24</b>	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		17.21	9.54	3.52	
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>22.93</b>	<b>10.35</b>	<b>4.59</b>	
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>6.21</b>	<b>5.04</b>	<b>2.12</b>	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		10.19	13.73	11.83	
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>24.12</b>	<b>15.40</b>	<b>12.43</b>	
		Bonde 2	<b>12.06</b>	<b>15.40</b>	<b>12.43</b>	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	<b>2*12HA16</b>	<b>2*10HA14</b>	<b>2*11HA12</b>
			Bonde 2	<b>2*6HA16</b>	<b>2*10HA14</b>	<b>2*11HA12</b>
S <sub>t</sub> (cm)		Bonde1	10	15	11	
		Bonde 2	20	15	11	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		5.82	7.85	6.76		
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		6.03	3.85	3.11		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>10HA10</b>	<b>10HA10</b>	<b>10HA10</b>		
Ah adopté (cm <sup>2</sup> )		<b>(7.85cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(7.85cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(7.85cm<sup>2</sup>)</b>		
st (cm)		<b>10</b>	<b>10</b>	<b>10</b>		
Vérification des contraintes	Armature transversal		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>			
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.887	0.492	0.181	
		$\tau_b$ (MPa)	1.241	0.689	0.254	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1600.58	927.49	306.73	
		$\sigma_b$ (MPa)	<b>2.61</b>	<b>1.53</b>	<b>0.51</b>	



*Chapitre IX :*

*Etude de l'infrastructure.*



**IX.1.Introduction :** Les fondations sont conçues pour reconduire les efforts et les charges appliquées sur la structure vers le sol d'assise. Cette fonction passe par un choix de fondation équivalent qui peut assumer ce rôle.

Les efforts appliqués sont les suivants :

- Un effort normal : résultant des charges et surcharges verticales
- Une force horizontale : résultant de l'action sismique qui s'exerce dans les deux sens.
- Un moment : résultant des charges statiques et dynamiques appliqué dans les deux sens.

Deux types de fondations peuvent être différenciés dans le cas des structures de génie civil :

**1. Fondations superficielles :** Réalisées dans le cas de présence de sols de bonne capacité portante. On distingue : les semelles isolées, les semelles filantes et les radiers généraux. Les fondations superficielles sont dimensionnées suivant les combinaisons d'action suivantes :

- $G+Q+E$
- $0.8G+E$

**2. Fondations profondes :** Utilisées dans le cas de l'impossibilité de réaliser des fondations superficielles à cause de la faible capacité portante du sol d'assise. Les fondations profondes sont dimensionnées en tenant compte des combinaisons d'action citées précédemment.

### IX.2.Capacité portante du sol de fondation :

Le choix du type de fondation est fonction de la capacité portante du sol, qui est déterminée par une étude géotechnique effectuée sur le lieu de l'implantation de l'ouvrage. La valeur de ce paramètre à retenir est :

-La contrainte admissible du sol :  $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$  à une profondeur de 1m.

**Remarque :** Pas de présence de la nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

### IX.3.Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Les paramètres déterminant ce choix sont les suivants :

- La stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement et de l'effort sismique.
- Le degré de complexité dans l'exécution.
- Le facteur économique, le fait que la réalisation de quelques types de fondation est relativement coûteuse.
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure du point de vue masse.

- Le tassement du sol, qui doit être très faible.

**Remarque :** Les tassements différentiels sont à éviter vu leur impact négatif sur la structure.

#### IX.4. Pré dimensionnement :

##### IX.4.1. Semelles isolées :

Le pré dimensionnement est calculé en tenant compte de l'effort normal appliqué à la base du poteau le plus sollicité :

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

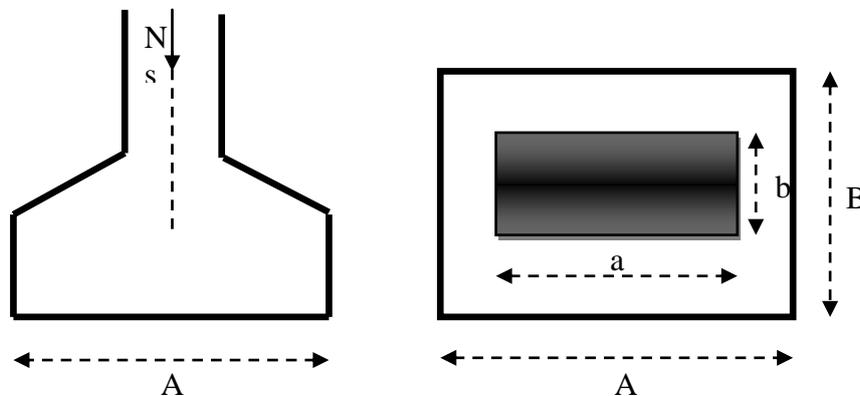
Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1,125 \Rightarrow A \neq B \quad (\text{Poteau rectangulaire}).$$

$$\text{D'où : } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

$$\text{Exemple : } N_{ser} = 974,64 \text{ kN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 2,207 \text{ m}^2$$

**Remarque :** Vu que les dimensions des semelles sont importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, vu que l'espacement entre les travées est très court, alors il faut opter pour des semelles filantes.



##### IX.4.2. Semelles filantes : (En tenant compte que de l'effort $N_s$ )

###### IX.4.2.1. Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Capacité portante du sol ( $\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 = 0,20 \text{ MPa}$ )

B : Largeur de la semelle ;

G et Q : charge et surcharge à la base du voile ;

L : longueur de la semelle sous voile ;

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}} \times L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur les tableaux ci – dessous :

VOILE	$N_s$	L(m)	B(m)	S=B.L
VT <sub>2</sub>	1445.45	2.5	2.8909	7.22725
VT <sub>3</sub>	1526.06	2.5	3.05212	7.6303
				14.85755

**Tableau. IX.1 : Surface de la semelle filante sous voiles transversaux**

VOILE	$N_s$	L(m)	B(m)	S=B.L
VL <sub>9</sub>	364.95	1	1.82475	1.82475
VL <sub>10</sub>	1814.33	2.5	3.62866	9.07165
VL <sub>11</sub>	443.79	1	2.21895	2.21895
VL <sub>12</sub>	420.71	1	2.10355	2.10355
VL <sub>13</sub>	1691.78	2.5	3.38356	8.4589
VL <sub>14</sub>	363.93	1	1.81965	1.81965
				25.49745

**Tableau. IX.2 : Surface de la semelle filante sous voiles longitudinaux**

La surface des semelles filantes sous les voiles est :  $S_v = 40.355 \text{ m}^2$ .

#### IX.4.2.2. Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

##### a) Hypothèse de calcul :

La semelle filante est considérée comme étant infiniment rigide, donc elle engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol de fondations.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

##### b) Etape de calcul : Le calcul passe par les étapes suivantes :

– Détermination de la résultante des charges  $R = \sum N_i$

– Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

– Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e < \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdal

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

**Semelles filantes sous poteaux :** considérer la file de portiques la plus sollicitée dans les deux sens (portique (3-3)).

poteaux	ELS (G+Q) KN	Ni total KN	Mi KN.M	Mi total KN.M	ei M	Nixei KN.M
P3	314.37	3497.02	0.395	30.179	12.3	3866.751
P8	607.61		6.598		9.1	5529.251
P13	474.25		6.474		5.1	2418.675
P18	385.99		0.195		1.5	578.985
P23	363.63		0.114		-1.5	-578.985
P28	437.82		9.458		-5.1	-2418.675
P33	597.06		6.578		-9.1	-5529.251
P38	315.57		0.367		-12.3	-3866.751

**Tableau. IX.3 : Détermination de la résultante des charges**

La charge totale transmise par les poteaux :  $N_t = 3497.02$  KN.

On a :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = 0.0086 \text{ m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0.0086 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{24.90}{6} = 4.15 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition des charges trapézoïdale}$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{3497.02}{24.90} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.0086}{24.90}\right) = 140.151 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{3497.02}{24.90} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.0086}{24.90}\right) = 140.733 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{3497.02}{24.90} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.0086}{24.90}\right) = 140.588 \text{ KN/ml}$$

**Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{140.588}{200} = 0.7029 \text{ m} \text{ on prend } B = 1.40 \text{ m}$$

On aura donc,  $S=1.4 \times 24.90 = 34.86\text{m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux et voiles égale à :  $S_t = S \times n + S_v$

$$S_t = 34.86 \times 5 + 40.355 = 214.655\text{m}^2$$

Avec :

$n$  : Nombre de portique dans le sens considéré.

La surface totale du bâtiment :  $S_{\text{bat}} = (24.90 \times 15) = 373.5\text{m}^2$

La surface totale des semelles filantes :  $S_t = 214.655\text{m}^2$

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{214.655}{373.5} = 0,57 = 57\%$$

### Conclusion :

Les semelles filantes occupent une surface dépassant 50% de la surface totale de la structure. Pour cela il faut opter pour un radier générale tout en évitant le chevauchement causé par la disposition de semelles filantes.

**IX.5. Définition du radier général :** Un radier est défini comme étant une fondation superficielle 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 et à son poids propre.

Le radier général est caractérisé par :

- Une rigidité élevée suivant son plan.
- Une répartition linéaire des charges sur le sol de fondations.
- Une très grande résistance vis-à-vis des tassements différentiels.

**IX.5.1. Pré dimensionnement du radier :** Il est effectué suivant deux conditions essentielles :

a) Suivant la condition d'épaisseur minimale : la hauteur du radier doit avoir au moins 25 cm .

b) Suivant la condition forfaitaire :

$$\text{- Sous voile : } \frac{L_{\text{max}}}{8} \leq h_d \leq \frac{L_{\text{max}}}{5} .$$

$$L_{\text{max}} = 4.40\text{m} \quad 55\text{ cm} \leq h_d \leq 88\text{cm} .$$

On prend :  $h = 80\text{cm}$ .

- Sous poteau : la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\text{max}}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h_d \geq \frac{400}{20} = 20\text{ cm}$$

On prend :  $h_d = 30\text{cm}$ .

c) La nervure du radier ( $h_n$ ) doit vérifier la condition suivante:

$$h_n \geq \frac{440}{10} = 44\text{cm}$$

Soit :  $h_n = 50\text{ cm}$ .

d) La base de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \longrightarrow 0,4 \times 80 \leq b_n \leq 0,7 \times 80 = 32 \text{ cm} \leq b_n \leq 56 \text{ cm}$$

On prend :  $b_n = 45 \text{ cm}$

d) Vérification de la condition sur la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

La répartition des contraintes sur le sol est supposée uniforme. Le radier est considéré rigide s'il vérifie la condition suivante :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec,  $L_e$  : Longueur élastique.

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40 \text{ MPa}$ .

$I = \frac{bh^3}{12}$  : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m).

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$ .

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux voiles successifs.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.40\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.88 \text{ m}$$

Soit :  $h = 90 \text{ cm}$ .

### Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 90 \text{ cm}$  ..... Hauteur de la nervure.

$h_d = 30 \text{ cm}$  ..... Hauteur de la dalle.

$b = 45 \text{ cm}$  ..... Largeur de la nervure.

### IX.5.2. Détermination de la surface du radier :

Pour le calcul des charges de la superstructure, on additionne les masses des planchers.

- Charge permanente :  $G_{\text{bat}} = 32150.08 \text{ KN}$ . (donné par ETABS)
- Surcharge d'exploitation :  $Q_{\text{bat}} = 7176.22 \text{ KN}$ . (donné par ETABS)

### Combinaisons d'actions :

$$\text{L'ELU : } N_{u1} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 54166.938 \text{ KN}$$

$$\text{L'ELS : } N_{s1} = G + Q = 39326.3 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELU : } S_{\text{nec}}^{\text{ELU}} \geq \frac{N'_u}{1.33 \times \sigma_{\text{SOL}}} = \frac{54166.938}{1.33 \times 200} = 203.635 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{\text{nec}}^{\text{ELS}} \geq \frac{N'_s}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{39326.3}{200} = 196.631 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{nec}}^{\text{ELU}}; S_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = 203.635 \text{ m}^2$$

**Remarque :** La surface de la structure est supérieure à la surface du radier.

D'après le BAEL ; il faut ajouter un débord minimal de largeur  $L_{\text{débord}}$  :

$$L_{\text{débord}} \geq \max \left( \frac{h_n}{2}, 30 \right) = 45 \text{ cm}$$

Prendre un débord de : 50 cm dans les 4 sens

$$\Rightarrow S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{débord}} = 373.5 + 20.2 = 393.7 \text{ m}^2$$

### IX.5.3. Combinaisons d'actions :

#### Charges permanentes :

Poids de bâtiment :  $G = 32150.08 \text{ KN}$

#### Poids de radier :

$G =$  Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante.

#### Poids de la dalle:

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{dalle}} = (393.7 \times 0.3) \times 25 = 2952.75 \text{ KN}$$

#### Poids des nervures:

$$P_{\text{nerv}} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$P_n = [(0.45 \times (0.9 - 0.3) \times 16 \times 8) + (0.45 \times (0.9 - 0.3) \times 25.9 \times 5)] \times 25$$

$$P_n = 1738.125 \text{ KN}$$

#### Poids de TVO :

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - h_d) \times \rho$$

$$\text{Avec : } S_{\text{nerv}} = (0.45 \times 25.9 \times 5) + (0.45 \times 16 \times 8) = 115.875 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{TVO}} = [(393.7 - 115.875) \times (0.9 - 0.3)] \times 17 = 2833.815 \text{ KN.}$$

#### Poids de la dalle flottante :

$$P_{\text{df}} = S_{\text{rad}} \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{\text{df}} = 393.7 \times 0.1 \times 25 = 984.25 \text{ KN. (} e_p = 10 \text{ cm).}$$

#### Poids total du radier:

$$G_{\text{rad}} = 2952.75 + 1738.125 + 2833.815 + 984.25 = 8508.94 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELU: } N_u = 1.35 G + N'_u = 1.35 \times 8508.94 + 54166.938 = 65654.007 \text{ KN.}$$

$$\text{A l'ELS: } N_s = G + N'_s = 8508.94 + 39326.3 = 47835.24 \text{ KN.}$$

### IX.5.4. Vérifications :

#### a) Vérification à la contrainte de cisaillement :

Nous devons vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 0.9 \cdot h_d = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{65654.007 \times 1}{393.7} \times \frac{4.4}{2} = 366.875 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{366.875 \times 10^3}{1000 \times 250} = 1.46 \text{ MPa}$$

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

**b) Vérification de la stabilité du radier :**

- **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 12.95 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 7.5 \text{ m}$$

- Avec :  $S_i$  : Aire du panneau considéré ;
- $X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

- **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = bh^3/12 = 23165.305 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = hb^3/12 = 8840.533 \text{ m}^4$$

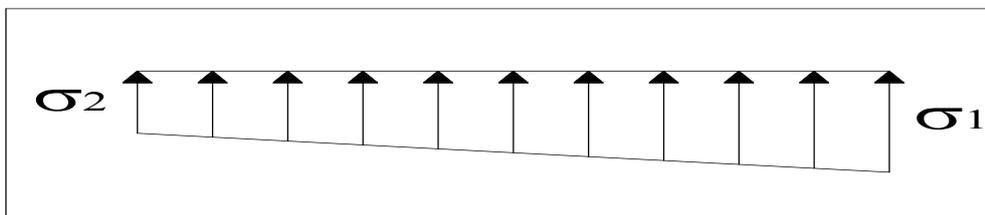
La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
  - Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.
- $$M = M_0 + T_0 \times h$$

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

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



**fig X-5-4 : diagramme des contraintes sous le radier.**

Il faut vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{\text{SOL}}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{SOL}} \quad \text{avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

**-Sens longitudinal :**

$$M_X = 36698.167 + 1676.32 \times 0.9 = 38206.855 \text{ KN.m.}$$

**A l'ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{54166.938}{393.7} + \frac{38206.855}{8840.533} \times 12.95 = 249.51 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{54166.938}{393.7} - \frac{38206.855}{8840.533} \times 12.95 = 81.617 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 249.51 + 81.617}{4} = 207.536 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < 1.33 \sigma_{\text{sol}} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$1.33 \sigma_{\text{sol}} = 266 \text{ KN/m}^2$$

**A l'ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{39326.3}{393.7} + \frac{38206.855}{8840.533} \times 12.95 = 155.856 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{39326.3}{393.7} - \frac{38206.855}{8840.533} \times 12.95 = 43.921 \text{ KN/m}^2$$

**D'où :**

$$\sigma_m = \frac{3 \times 155.856 + 43.921}{4} = 127.872 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{\text{sol}} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2$$

**-Sens transversal :**

$$M_Y = 20619.661 + 1680.16 \times 0.9 = 22131.805 \text{ KN.m}$$

**A l'ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{54166.938}{393.7} + \frac{22131.805}{8840.533} \times 7.5 = 156.360 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{54166.938}{393.7} - \frac{22131.805}{8840.533} \times 7.5 = 118.808 \text{ KN/m}^2$$

**D'où :**

$$\sigma_m = \frac{3 \times 156.360 + 118.808}{4} = 146.972 \text{ KN/m}^2 ; 1.33 \sigma_{\text{SOL}} = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1.33 \sigma_{\text{SOL}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**A l'ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{39326.3}{393.7} + \frac{22131.805}{8840.533} \times 7.5 = 118.66 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{39326.3}{393.7} - \frac{22131.805}{8840.533} \times 7.5 = 81.11 \text{ KN/m}^2$$

D'où :  $\sigma_m = \frac{3 \times 118.66 + 81.11}{4} = 109.27 \text{KN/m}^2$  ;  $\sigma_{SOL} = 200 \text{KN/m}^2$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$  Condition vérifiée

**c) Vérification au non poinçonnement BAEL91 [Art.A.5.2.42] :**

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

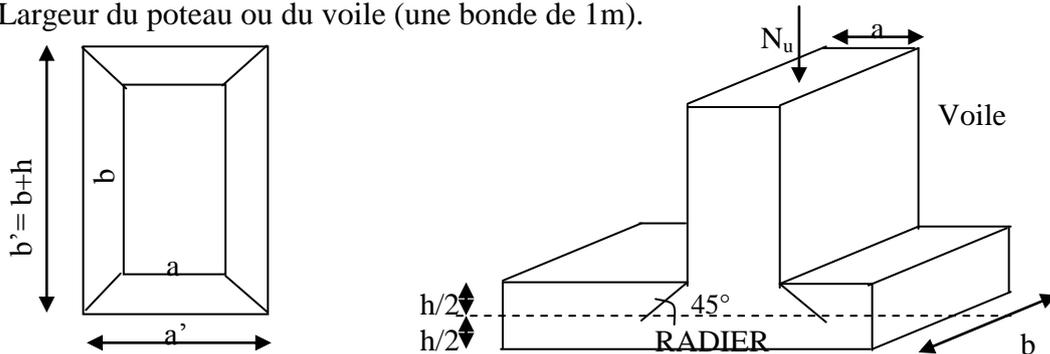
$$N_u \leq \frac{0.07 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$a$  : Epaisseur du voile ou du poteau.

$b$  : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).



**Figure X.1.: Périmètre utile des voiles et des poteaux**

**-Calcul du périmètre utile  $\mu_c$  :**

**a. Poteaux**

$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.45 + 0.40 + 2 \times 0.9) = 5.3 \text{m}$  et

$N_u = 1.35G + 1.5Q = 499.105 \text{KN}$ .

$N_u < \frac{0.07 \times 5.3 \times 0.9 \times 25000}{1.5} = 5565 \text{KN}$  ..... (Condition vérifiée)

**b. Voile**

$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.20 + 2.5 + 2 \times 0.9) = 5.76 \text{m}$  ;  $N_u = 2497.24 \text{KN}$

$N_u < \frac{0.07 \times 5.76 \times 0.9 \times 25000}{1.5} = 6048 \text{KN}$ .....(condition vérifiée)

**d) Vérification à l'effort sous pression :**

La vérification du radier sous l'effet de la sous pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement de la structure sous l'effet de cette dernière. on doit vérifier la condition suivante :  $P \geq \alpha \times S_{rad} \times \gamma \times Z$

$P$  : poids total du bâtiment à la base du radier

$\gamma$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma = 10 \text{KN/m}^3$ )

$Z$  : profondeur de l'infrastructure  $Z = 0.9 \text{m}$

$\alpha$  : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement  $\alpha = 1.5$

$P = G + G_{radier} = 39326.3 + 8508.94 = 47835.24 \text{KN}$

$P = 47835.24 \text{KN} \geq \alpha \times S_{rad} \times \gamma \times Z = 1.5 \times 393.7 \times 10 \times 0.9 = 5314.95 \text{KN} \rightarrow$  (condition vérifiée)

**IX.6. Ferrailage du radier :** Le radier fonctionne comme étant un plancher renversé qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL91.

Le calcul se fait en fonction des étapes suivantes :

- 1) Ferrailage de la dalle : elle sera calculée comme un ensemble de panneaux de dalle soumis à la réaction du sol ;
- 2) Ferrailage des nervures : elles seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol.

Les contraintes prise en compte dans les calculs sont :

$$q_U = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 146.972 - \frac{8508.94}{393.7} = 125.359 \text{ kN/m}^2.$$

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 109.27 - \frac{8508.94}{393.7} = 87.6547 \text{ kN/m}^2.$$

Pour le ferrailage du radier, nous utiliserons les méthodes exposées dans le **(BEAL 91)**

**a. Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :**

Nous distinguons deux cas :

**1<sup>er</sup> Cas :**  $\rho < 0.4$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

**2<sup>eme</sup> Cas :**  $0.4 \leq \rho \leq 1$ , les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

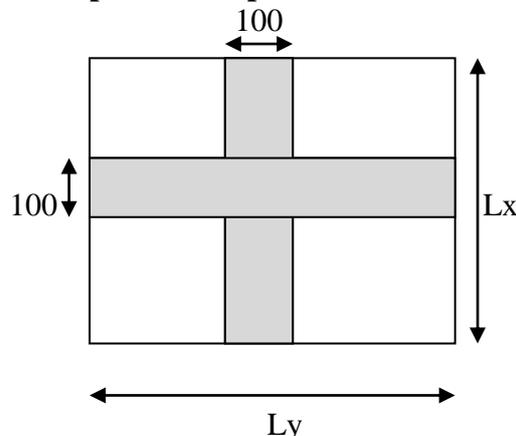
$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  avec  $(L_x < L_y)$

**Remarque :** Les panneaux étant soumis à des chargements relativement identiques; 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.

**IX.6.1. Identification du panneau le plus sollicité :**



**Figure X.2.** Dimensions du panneau de dalle.

$$\nu=0, \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.00}{4.40} = 0.90 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0458 \\ \mu_y = 0.778 \end{cases}$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

**IX.6.2. Calcul des armatures à l'ELU :**

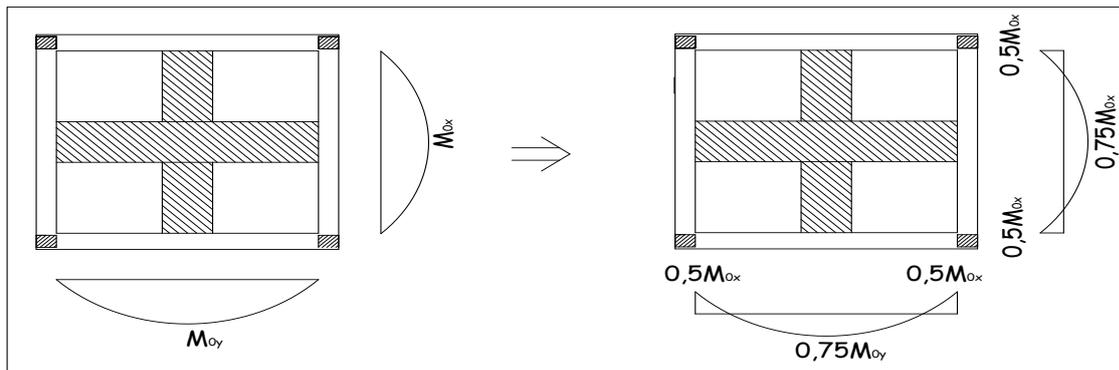
**a) Evaluation des moments  $M_x, M_y$  :**

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0458 \times 125.359 \times 4^2 = 91.863 \text{ KNm}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.778 \times 91.863 = 74.469 \text{ KNm}$$

**Remarque :** Afin de tenir compte des semi encastresments de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant les coefficients suivants :

- 0,85 : pour les moments en travées,
- 0,5 : pour les moments sur appuis intermédiaires.
- 0,3 : pour les moments sur appuis rive.



**Figure X.6.2 Moments isostatiques après prise en compte du semi encastrement**

Le ferrailage se fait dans les deux sens (x-x et y-y). Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci dessous :

**Tableau X.2. Ferrailage du panneau le plus sollicité :**

Sen s		M (KNm)	M <sub>réduit</sub> (KNm)	b (cm)	d (cm)	μ	β	Obs	As (cm <sup>2</sup> )	A adoptée	St
X-X	Appuis	91.863	45.9315	100	27	0.04	0.97	SSA	4.998	6HA12=6.7	17
	Travée		78.0835	100	27	0.07	0.96	SSA	8.656	8HA12=9.0	12.5
Y-Y	Appuis	74.469	37.2345	100	27	0.03	0.98	SSA	4.035	6HA12=6.7	17
	Travée		63.2986	100	27	0.06	0.96	SSA	6.959	6HA12=6.7	17

**IX.7.Vérification à l'ELU:****a. Condition de non fragilité :****a.1. Armatures parallèles à  $L_x$** 

$$\omega_x \geq \omega_0 \cdot \frac{(3 - \rho)}{2} \quad \text{Avec : } \omega_x = \frac{A_{\min}}{b \cdot h}, \quad \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Avec :

$W_x$  : Taux d'acier qui est égal au rapport de la section d'armatures minimale dans une direction donnée à la section totale de béton.

$W_0$  : Taux d'aciers minimal.

$W_0 = 0.8 \text{ ‰}$  pour les HA de nuance feE400.

$$A_{\min} \geq \frac{b \cdot h \cdot \omega_0 \cdot (3 - \rho)}{2} = 100 \times 30 \times 0.0008 \times \left( \frac{3 - 0.90}{2} \right) = 2.52 \text{ cm}^2$$

**a.2. Armatures parallèles à  $L_y$** 

$$W_y = \frac{A_{\min}}{b d} \geq W_0$$

$$A_{\min} \geq b \times d \times W_0 = 100 \times 27 \times 0.0008 = 2.16 \text{ cm}^2 .$$

Aux appuis :  $\begin{cases} A_{ua}^x = 4.998 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.52 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 4.035 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.16 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$

En travée :  $\begin{cases} A_{ut}^x = 8.656 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.52 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 6.959 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.16 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$

**Conclusion :** La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux directions.

**b.Espacement des barres: (Art A8.2 242 BAEL91).**

Direction (X-X):  $St = 17 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .

Direction (Y-Y):  $St = 17 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .

**Conclusion :** la condition est vérifiée dans les deux sens

**c. Vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton (B.A.E.L.91.article :A.5.1, 211)**

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

$$V_u = \frac{q_u L_x}{2} = \frac{125.359 \times 4.4}{2} = 275.789 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{275.789 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.021 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5 ; 4 \text{ MPa} \}.$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.021 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}.$$

**IX.8 Calcul à l'ELS :**

$$q_s = 87.6547 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,90 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0458 \\ \mu_y = 0.778 \end{cases}$$

Calcul des moments  $M_x, M_y$  :

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0458 \times 87.6547 \times (4)^2 = 64.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_u = 0.778 \times 64.23 = 49.97 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments  $M_a, M_t$  dans les deux sens.

Sens xx :

$$M_{app} = -0,5M_x = -0,5 \times 64.23 = -32.115 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85M_x = 0.85 \times 64.23 = 54.60 \text{ KN.m}$$

Sens yy :

$$M_{app} = -0,5M_y = -0,5 \times 49.97 = -24.98 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85M_y = 0.85 \times 49.97 = 42.47 \text{ KN.m}$$

**a) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

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

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 27} = 0.25 \Rightarrow \beta_1 = 0.920 \quad \alpha_1 = 0.240 \quad K_1 = 47.5$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{47.5} = 0.0210$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{54.60 \times 10^6}{0.920 \times 270 \times 6.78} = 324.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0.0210 \times 324.19 = 6.807 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 6.807 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Vérification de la contrainte de compression dans les aciers :**

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable, alors aucune vérification n'est nécessaire.

**Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le ferrailage de la dalle du radier est satisfaisant.

### IX.9. Ferrailage des nervures :

Les nervures sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, doublement encastrées à leurs extrémités et soumises aux charges transmises par les dalles.

Les dimensions géométriques des nervures sont les suivantes :

$$\mathbf{h = 90 \text{ cm} ; b = 45 \text{ cm} ; c = 5 \text{ cm}}$$

Pour la détermination des efforts, on modélise une nervure prise dans le sens longitudinal avec le logiciel **ETABS**.

**Remarque :** pour le calcul des ferrailages on choisi la nervure la plus sollicitée dans les deux directions.

#### Remarques

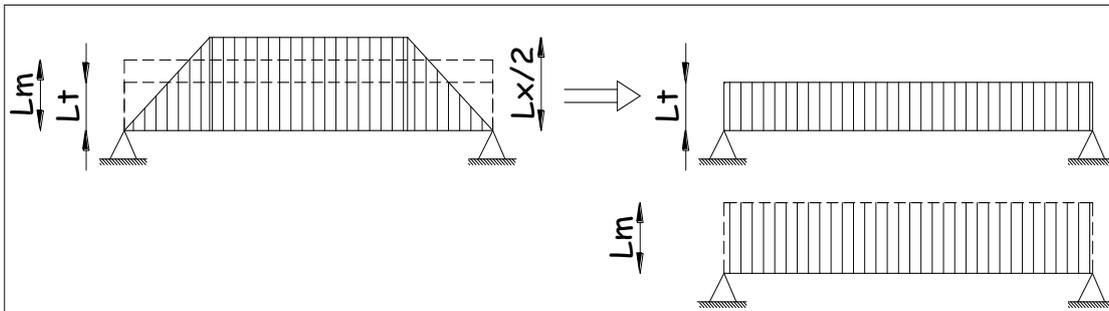
- Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

- Pour le calcul du ferrailage, on choisi la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.

- Pour le calcul des efforts internes maximaux ; les chargements appliqués sur la nervure sont de forme trapézoïdale ou triangulaire, on ramènera à des chargements uniformément répartis.

Cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment fléchissant (largeur  $L_m$ ), et le même effort tranchant (largeur  $L_t$ ) que le diagramme trapézoïdal

#### a) Cas de chargement trapézoïdal



**Figure X.7. Présentation des chargements simplifiés.**

- Pour l'effort tranchant (charge rectangulaire de largeur  $L_t$ ) :

$$L_t = L_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right) \dots\dots(1)$$

a. Pour le moment fléchissant (charge rectangulaire de largeur  $L_m$ ) :

$$L_m = L_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) \dots\dots(2)$$

#### b) Cas de chargement triangulaire

$$L_x = L_y \Rightarrow \rho_x = 1$$

- Pour l'effort tranchant (charge rectangulaire de largeur  $L_t$ ) :

$$(1) \Rightarrow L_t = 0.25 \times L_x$$

**b. Pour le moment fléchissant (charge rectangulaire de largeur  $L_m$ ) :**

$$(2) \Rightarrow L_m = 0.333 \times L_x$$

### IX.9.1. Sollicitation de calcul :

$$q_U = 125.359 \text{ kN/m}^2.$$

$$q_s = 87.6547 \text{ kN/m}^2.$$

### IX.9.2. Calcul des charges

#### a. Sens longitudinal

Les valeurs des charges revenant sur la nervure la plus sollicitée sont données dans les tableaux suivants :

**Tableau X.3. Valeurs de calcul des charges des panneaux supérieurs:**

Travée	$L_x$ [m]	$L_y$ [m]	$\rho_x$	$q_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$L_{m_{sup}}$ [m]	$L_{t_{sup}}$ [m]	$P_{m_{sup}}$ [kN/m]	$P_{t_{sup}}$ [kN/m]
1-2	3.2	4	0.80	125.359	1.0656	0.80	133.582	100.287
2-3	4	4	1	125.359	1.332	1	166.978	125.359
3-4	3.6	4	0.9	125.359	1.198	0.9	150.180	112.823
4-5	3	4	0.75	125.359	0.999	0.75	125.233	94.019
5-6	3.6	4	0.9	125.359	1.198	0.9	150.180	112.823
6-7	4	4	1	125.359	1.332	1	166.978	125.359
7-8	3.2	4	0.80	125.359	1.0656	0.80	133.582	100.287

**Tableau X.4. Valeurs de calcul des charges des panneaux inférieurs :**

Travée	$L_x$ [m]	$L_y$ [m]	$\rho_x$	$q_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$L_{m_{inf}}$ [m]	$L_{t_{inf}}$ [m]	$P_{m_{inf}}$ [kN/m]	$P_{t_{inf}}$ [kN/m]
1-2	3.2	3.4	0.941	125.359	1.0656	0.80	133.58	100.28
2-3	3.4	4	0.85	125.359	1.290	0.9775	161.71	122.53
3-4	3.4	3.6	0.944	125.359	1.195	0.8976	149.80	112.52
4-5	3	3.4	0.882	125.359	0.999	0.75	125.23	94.01
5-6	3.4	3.6	0.944	125.359	1.37	0.8976	171.74	112.52
6-7	3.4	4	0.85	125.359	1.195	0.9775	149.80	122.53
7-8	3.2	3.4	0.941	125.359	1.0656	0.80	133.58	100.28

**Tableau X.5. Valeurs de calcul des charges totales agissant sur la nervure.**

Travée	$P_{m_{sup}}$ [kN/m]	$P_{t_{sup}}$ [kN/m]	$P_{m_{inf}}$ [kN/m]	$P_{t_{inf}}$ [kN/m]	$\sum P_m$ [kN/m]	$\sum P_t$ [kN/m]
1-2	133.582	100.287	133.58	100.28	267.164	200.574
2-3	166.978	125.359	161.71	122.53	328.688	250.718
3-4	150.180	112.823	149.80	112.52	299.98	225.343
4-5	125.233	94.019	125.23	94.01	250.466	188.038
5-6	150.180	112.823	171.74	112.52	321.92	225.343
6-7	166.978	125.359	149.80	122.53	316.778	250.718
7-8	133.582	100.287	133.58	100.28	267.164	200.574

**Remarque(1) :** Prendre en compte dans le calcul de la nervure la valeur de la charge maximale qui est égale à :  $q_u=328.688 \text{ KN/ml}$ .

**b. Sens transversal :**

Les valeurs des charges revenant sur la nervure sont données dans les tableaux suivants :

**Tableau X.6. Valeurs de calcul des charges des panneaux supérieurs:**

Travée	$L_x$ [m]	$L_y$ [m]	$\rho_x$	$q_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$L_{m_{sup}}$ [m]	$L_{t_{sup}}$ [m]	$P_{m_{sup}}$ [kN/m]	$P_{t_{sup}}$ [kN/m]
A-B	4	4.4	0.90	125.359	1.46	1.1	183.02	137.89
B-C	2.8	4	0.7	125.359	0.932	0.7	116.83	87.75
C-D	4	4	1	125.359	1.332	1	166.97	125.359
D-E	3.4	4	0.85	125.359	1.132	0.85	141.90	106.55

**Tableau X.7. Valeurs de calcul des charges des panneaux inférieurs :**

Travée	$L_x$ [m]	$L_y$ [m]	$\rho_x$	$q_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$L_{m_{inf}}$ [m]	$L_{t_{inf}}$ [m]	$P_{m_{inf}}$ [kN/m]	$P_{t_{inf}}$ [kN/m]
A-B	3.6	4.4	0.81	125.359	1.406	1.071	176.254	134.259
B-C	2.8	3.6	0.77	125.359	0.932	0.7	116.834	87.751
C-D	3.6	4	0.9	125.359	1.314	0.99	164.721	124.105
D-E	3.4	3.6	0.94	125.359	1.132	0.85	141.906	106.555

**Tableau X.8. Valeurs de calcul des charges totales agissant sur la nervure.**

Travée	$P_{m_{sup}}$ [kN/m]	$P_{t_{sup}}$ [kN/m]	$P_{m_{inf}}$ [kN/m]	$P_{t_{inf}}$ [kN/m]	$\sum P_m$ [kN/m]	$\sum P_t$ [kN/m]
A-B	183.02	137.89	176.254	134.259	359.274	272.149
B-C	116.83	87.75	116.834	87.751	233.66	175.50
C-D	166.97	125.359	164.721	124.105	331.691	249.464
D-E	141.90	106.55	141.906	106.555	283.806	213.10

**Remarque(2) :** Prendre en compte dans le calcul de la nervure la valeur de la charge maximale qui est égale à :  $q_u=359.274 \text{ KN/ml}$ .

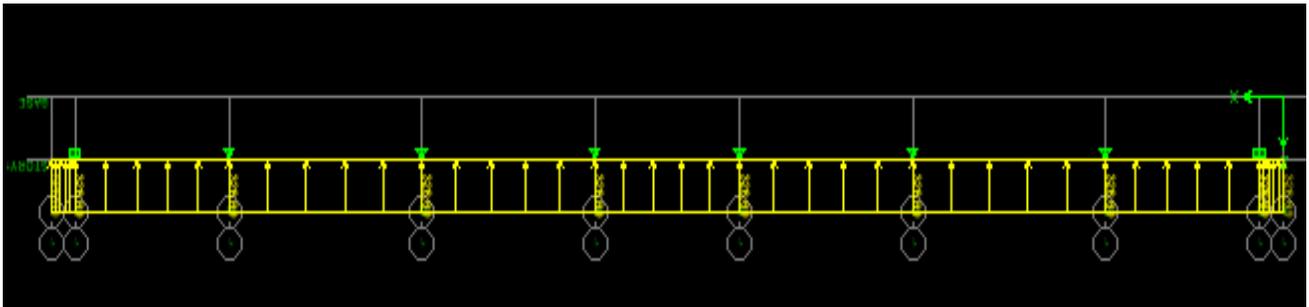
**IX.9.3. Détermination des moments fléchissant :**

Les nervures sont modélisées avec le logiciel ETABS en tenant compte du chargement le plus défavorable lui revenant.

### IX.8.9.1. Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELU :

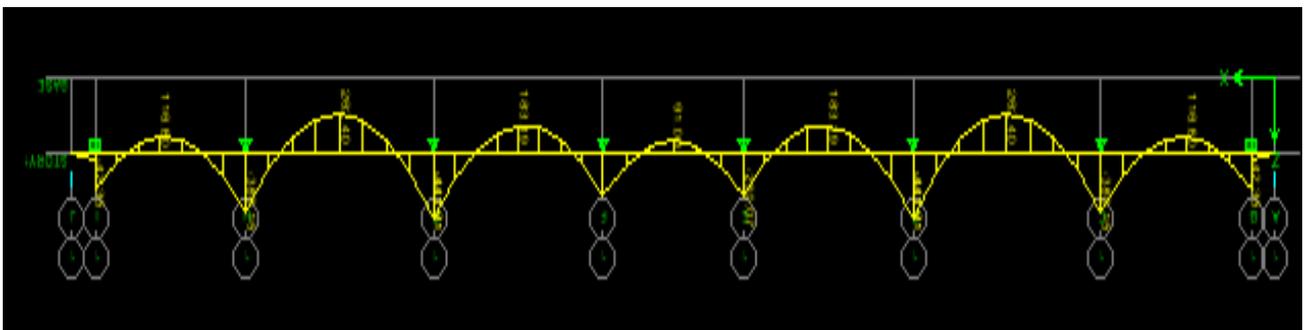
- a) Sens longitudinal :

Le chargement appliqué sur la nervure longitudinale est représenté dans la figure suivante :



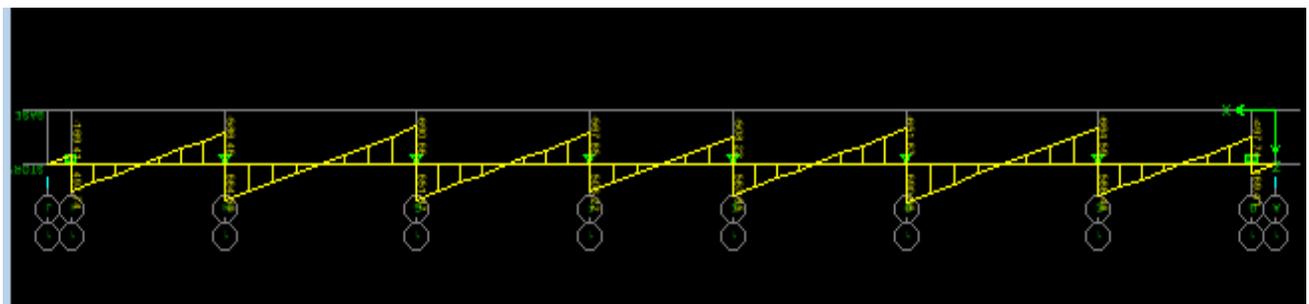
**Fig.1 : Charges revenant à la nervure longitudinale.**

Le diagramme des moments fléchissant à l'ELU est donné comme suit :



**Fig.2 : Diagramme des moments fléchissant.**

Le diagramme des efforts tranchants est représenté dans la figure suivante :



**a.1) Détermination des sections d'armatures des nervures :**

**a.2) Armatures longitudinales :**

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

$$M_{a\max} = 441.31\text{kN.m}$$

$$M_{t\max} = 262.40\text{kN.m}$$

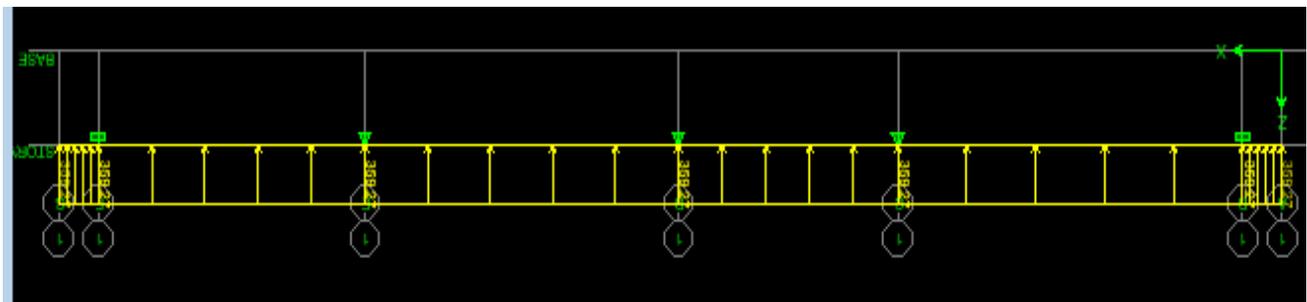
$$b = 45\text{ cm} ; d = h - c = 85\text{ cm} ;$$

Le ferrailage de la nervure dans le sens longitudinal est représenté dans le tableau suivant :

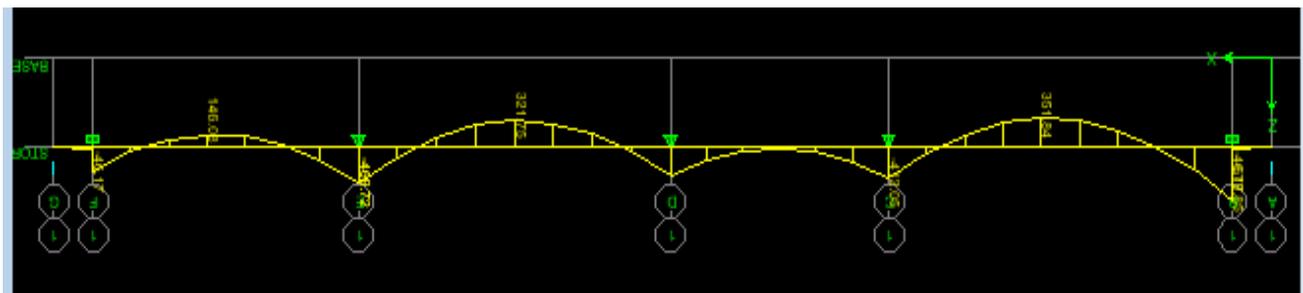
appuis / travée	$M_u$ (kN.m)	$\mu$	$\mu_l$	Obs	$\beta$	$A(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adobté}}(\text{cm}^2)$
Travée	262.40	0.056	0.392	S.S.A	0.971	9.93	4HA12+4HA14 = 10.67 cm <sup>2</sup>
Appuis	441.31	0.095	0.392	S.S.A	0.950	15.70	4HA16+4HA14 = 14.19 cm <sup>2</sup>

**b) Sens transversal :**

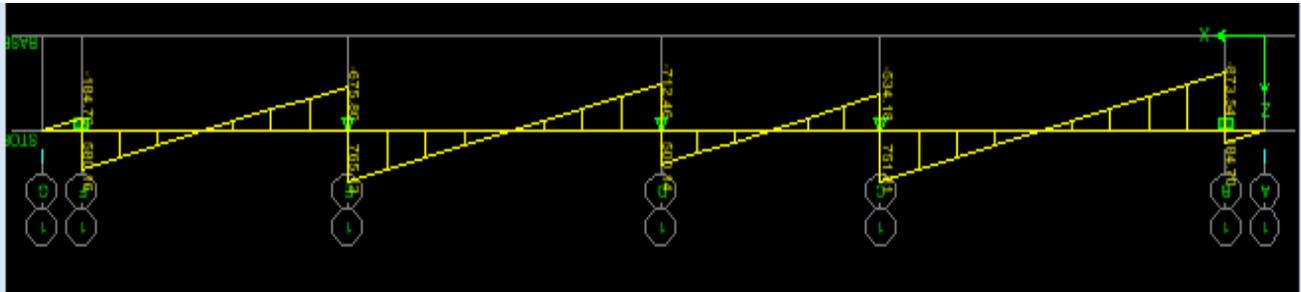
Le chargement revenant à la nervure transversale est représenté par la figure suivante :



Le diagramme des moments fléchissant à l'ELU est donné comme suit :



Le diagramme des efforts tranchants est représenté dans la figure suivante :



- b.1) Détermination des sections d'armatures des nervures :**
- b.2) Armatures longitudinales :**

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

$$M_{a\max} = 469.72\text{kN.m}$$

$$M_{t\max} = 351.84\text{kN.m}$$

$$b = 45\text{ cm} ; d = h - c = 85\text{ cm} ;$$

Le ferrailage de la nervure dans le sens transversal est représenté dans le tableau suivant :

appuis / travée	$M_u$ (kN.m)	$\mu$	$\mu_l$	Obs	$\beta$	$A(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adobté}}(\text{cm}^2)$
Appuis	469.72	0.12	0.392	S.S.A	0.946	16.78	4HA20+4HA14 = 18.71 cm <sup>2</sup>
Travée	351.84	0.076	0.392	S.S.A	0.960	12.39	4HA16+4HA12 = 12.56cm <sup>2</sup>

**IX.9.4. Armatures transversales :**

- **Espacement des armatures :**

$$\varphi_t = \frac{\varphi_L}{3} = \frac{20}{3} = 6.67\text{ mm}$$

Soit  $\varphi_t = 8\text{ mm}$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\varphi \right\} = \min \left\{ \frac{90}{4}; 12 \times 1.2 \right\} = \min \{ 22.5\text{ cm}; 14.4\text{ cm} \} = 14.4\text{ cm}$$

$S_t = 10\text{ cm}$  en zone nodale

$S_t = 12\text{ cm}$  en zone courante

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_{t\min} = 0.003S_t b = 0.003 \times 12 \times 45 = 1.62 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_t = 4 \text{ HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$  (2 cadres).

- **Condition de non fragilité (B.A.E.L.91.article :A.4.2)**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_c} = \frac{0.23 \times 45 \times 85 \times 2.1}{400} = 4.61 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées sont supérieures à la section minimale. La condition est vérifiée.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \overline{\tau_u}$$

L'effort tranchant maximal dans les deux sens est égal à :  $V_u = 873.54 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{873.54 \times 10^{-3}}{0.85 \times 0.45} = 2.28 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} \leq \min \{0.13f_{c28}; 4 \text{ MPa}\} = \min \{3.25; 4 \text{ MPa}\}$$

$$\overline{\tau_u} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.28 < \overline{\tau_u} = 3.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton et les armatures**

- **Influence sur le béton (B.A.E.L.91.article :A.5.1,313)**

$$\sigma_{bc} = \frac{V_u \sqrt{2}}{b \frac{d}{\sqrt{2}}} = \frac{2 V_u}{b \cdot d} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.267 \times b \times d \times f_{c28}$$

L'effort tranchant maximal est égal à : ( $V_u = 873.54 \text{ Kn}$ ).

**A.N. :**

$$V_u = 0.267 \times 0.45 \times 0.85 \times 25 \times 10^3 = 2553.18 \text{ kN} > 873.54 \text{ kN} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Influence sur les armatures inférieures (B.A.E.L.91.article :A.5.1,321)**

$$V_u - \left| \frac{M_u}{0.9 d} \right| \leq A \frac{f_c}{\gamma_s}$$

$$A \geq \left( \frac{\gamma_s}{f_c} \right) \left( V_u - \left| \frac{M_u}{0.9 d} \right| \right) = \left( \frac{1.15}{400} \right) \left( 873.54 \times 10^3 - \frac{328.688 \times 10^3}{0.9 \times 85} \right) = 2.49 \text{ cm}^2.$$

Les sections adoptées sont supérieures à cette section → condition vérifiée.

- **Entraînement des armatures (B.A.E.L.91.article :A.6.1,3)**

La contrainte d'adhérence d'entraînement  $\tau_{se}$  sur un paquet de barres (ou une barre isolée) faisant partie de l'armature tendue d'une poutre est donnée par l'expression :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d A_s} \times \frac{A_{si}}{u_i}$$

Avec :

$A_s$  : Section totale des armatures tendues.

$A_{si}$  : Section d'un paquet de barres.

$u_i$  : Périmètre minimal circonscrit à la section du paquet.

La contrainte  $\tau_{se}$  doit être inférieure à la valeur ultime :  $\tau_{se,u} = \psi_s \times f_{t28}$ .

$$\tau_{se} = \frac{873.54 \times 10^2}{0.9 \times 85 \times 12.39} \times \frac{1.54}{\pi \times 14} = 3.12 \text{ MPa} < \tau_{se,u} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée.

### IX.10. Ferrailage des débords :

Le débord est considéré comme étant la continuité de la dalle du radier et supposé encastré au niveau de la nervure, il est soumis aux charges lui revenant.

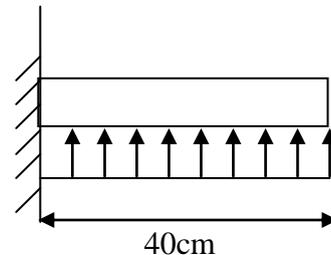


Figure IX.3 : Schéma statique du débord

#### IX.10.1. Sollicitation de calcul :

A l'ELU :  $q_u = 359.274 \text{ KN/ml}$ .

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = \frac{359.274 \times 0,5^2}{2} = 44.90 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :  $q_s = 183.02 \text{ KN/ml}$

$$M_s = \frac{q_s \cdot L^2}{2} = \frac{183.02 \times 0,5^2}{2} = 22.87 \text{ KN.m}$$

#### IX.10.2. Calcul des armatures a l'ELU :

-Armatures principales :

$b = 1 \text{ m}$  ;  $d = 27 \text{ cm}$  ;  $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{44.90 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0,043 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,043 \rightarrow \beta_u = 0.978$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{44.90 \times 10^3}{0.978 \times 27 \times 348} = 4.88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit :  $A_u = 6\text{HA}12/\text{ml} = 6.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec :  $St = 16 \text{ cm}$ .

**-Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit  $A_r = 5 \text{ HA}10 / \text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec :  $St = 20 \text{ cm}$ .

**IX.10.3. Vérification à l'ELU :****a) Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$A_u = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée.

**5.4. Vérification à l'ELS :**

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{22.87 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.022 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

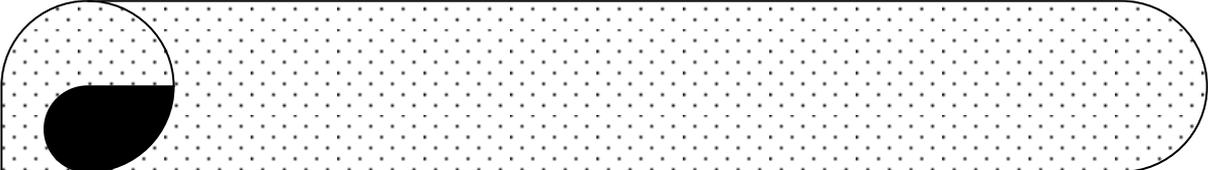
$$\mu_u = 0.022 \rightarrow \beta_u = 0.989$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta_s \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{22.87 \times 10^3}{0.989 \times 27 \times 348} = 2.46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit :  $A_s = 5 \text{ HA}12 / \text{ml} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

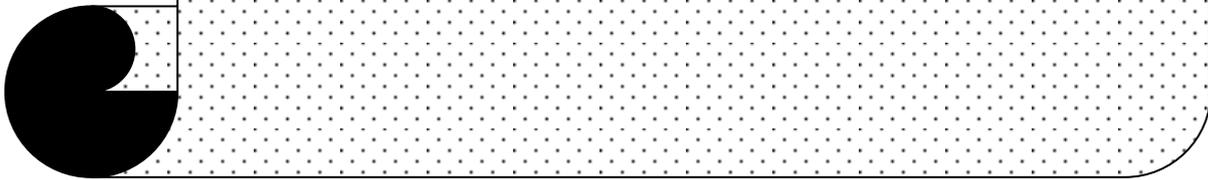
$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 27} = 0.209 \Rightarrow \beta_1 = 0.927 \quad \alpha_1 = 0.219 \quad K_1 = 53.49$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{13.10 \times 10^2}{0.927 \times 27 \times 5.56} = 9.41 \text{ KN/cm}^2 < \overline{\sigma_s} = 20.163 \text{ KN/cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$



*Chapitre X :*

*Etude du mur plaque.*



**X -1- Etude du voile plaque :**

Le mur plaque est considéré comme étant un voile de soutènement assurant la stabilité vis-à-vis de la poussée des terres ainsi que les surcharges éventuelles s'appliquant au niveau de la surface.

**X -2-Pré dimensionnement du voile plaque : (Article : 10-1.2 : RPA 2003)**

Prévoir pour les voiles plaque une épaisseur minimale de 15 cm, On opte pour une épaisseur de 20 cm sur toute la hauteur du voile.

**Remarque :** Le voile plaque sera considéré comme étant une console encadrée au niveau du radier, et soumis à l'action des terres adjacentes 'en plus des surcharges éventuelles.

**X -2-1Determination des sollicitations :**

$\sigma_H$  : Contrainte horizontale

$\sigma_V$  : Contrainte verticale

$$\sigma_{h1} = K_a \gamma \cdot h$$

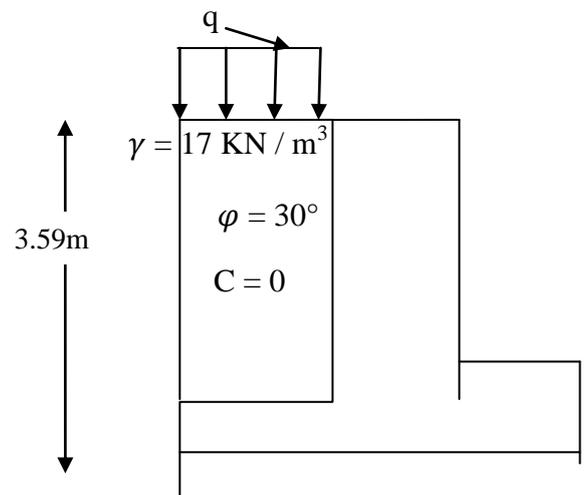
$$\sigma_{h2} = K_q \cdot q$$

Avec :  $K_a$  : coefficient de poussée des terres

$\varphi$  : Angle de frottement interne

**X -2-2 Caractéristiques physiques du sol :**

- Surcharge éventuelle :  $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Poids volumique des terres :  $\gamma = 17 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Angle de frottement :  $\varphi = 30^\circ$
- Cohésion :  $C = 0$



**Schéma du voile plaque**

**X-3-Contraintes de la poussée des terres :**

$$\sigma_{h1} = K_a \gamma \cdot h$$

Avec  $K_a$  : coefficient de poussée des terres.

**Remarque :** La cohésion  $C$  est nulle ( $C=0$ ), avec un angle de frottements différent de zéro. Donc le sol est considéré comme étant un sol pulvérulent.

$$K_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = \tan^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{30}{2} \right) = 0.333$$

$$\sigma_{h1} = K_a \gamma \cdot h$$

a) Au niveau de la base du voile:

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{H_0} = 0,333 \times 17 \times 0,0 = \mathbf{0.00 \text{ kn/m}^2}$$

b) Au niveau du sommet du voile:

$$h = 3.59\text{m} \rightarrow \sigma_{H_1} = 0,333 \times (17 \times 3.59) = \mathbf{20.32 \text{ kn/m}^2}.$$

- Point d'application de la force :  $y_1 = h/3 = 3.59/3 = 1.196\text{m}$

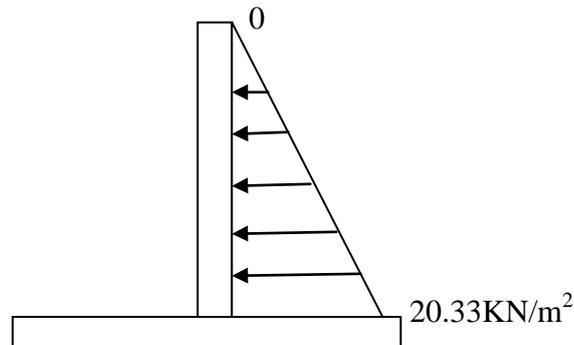


Fig X-3 : Schémas des contraintes de poussées des terres.

**X-4 Contraintes de la poussée horizontale due aux surcharges :**

$$\sigma_{h_2} = K_q \cdot q$$

$K_q = K_a / \cos(\beta - \lambda)$  avec :  $K_q$  : coefficient de poussée due à la surcharge.

$$\sigma_{h_2} = K_q \cdot q$$

$$K_q = K_a / \cos(\beta - \lambda)$$

$K_q$ : coefficient de poussée due à la surcharge

$\lambda$  = angle que fait le parement intérieur du mur avec la vertical  $\lambda = 0$

$\beta$  : angle d'inclinaison de la surface du sol supportant la surcharge  $\beta = 0$

$$K_q = K_a = 0.333$$

$$\sigma_{h_2} = 0.333 \times 10 = 3.33 \text{ kN/m}^2$$

- point d'application de la force :  $y_2 = h/2 = 3.59/2 = 1.795\text{m}$

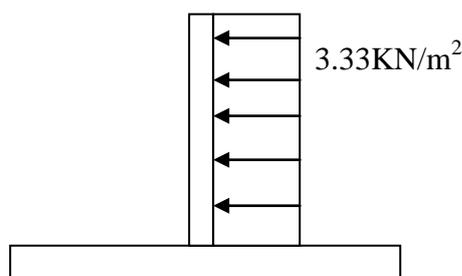
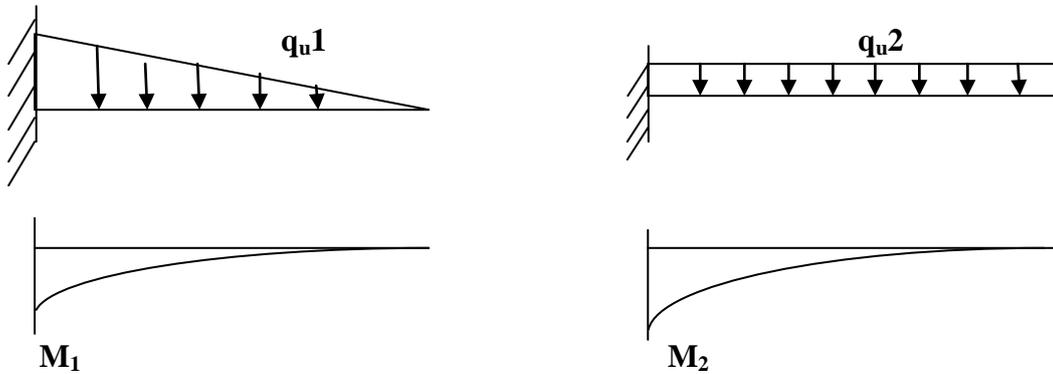


Fig X-4 : Schémas des contraintes dues aux surcharges.

**X-5 Calcul des moments :**

$$q_{u1} = 20.32 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{u2} = 3.33 \text{ kN/m}^2$$

**Fig X-5 : Moments dus aux charges et surcharges.**

$$M_1 = \frac{q_{u1} l^2}{6} = 43.64 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = \frac{q_{u2} l^2}{2} = 21.45 \text{ kN.m}$$

**X-6 Calcul des armatures:**

- **A L'ELU:**

$$M_u = 1.35M_1 + 1.5M_2 = 1.35 \times 43.64 + 1.5 \times 21.45 = 91.089 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = 0.221 < 0.392$$

Donc SSA  $\rightarrow \beta = 0.873$

$$A_s = \frac{91.089 \times 10^3}{17 \times 348 \times 0.873} = 17.63 \text{ cm}^2$$

- **A L'ELS**

$$M_s = M_1 + M_2 = 43.64 + 21.45 = 65.09 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_s}{bd^2 f_{bc}} = 0.158 < 0.392$$

Donc SSA  $\rightarrow \beta = 0.914$

$$A_s = \frac{65.09 \times 10^3}{17 \times 348 \times 0.914} = 12.03 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 100 \times 17 \times 2.1 / 400 = 2.05 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_u, A_s, A_{\min}) = 17.63 \text{ cm}^2$$

**Soit: 9HA 16 St= 11cm.**

➤ **Armatures de Repartition :**

$$A_r = A/4 = 17.63/4 = 4.40 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : 6HA 10 St=16cm.}$$

### X-7 Verification des contraintes de cisaillement:

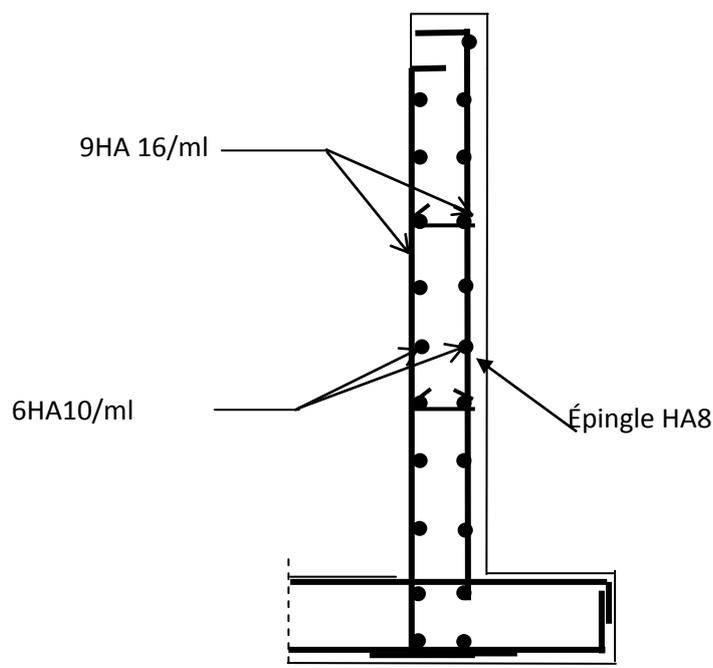
On doit vérifier que:

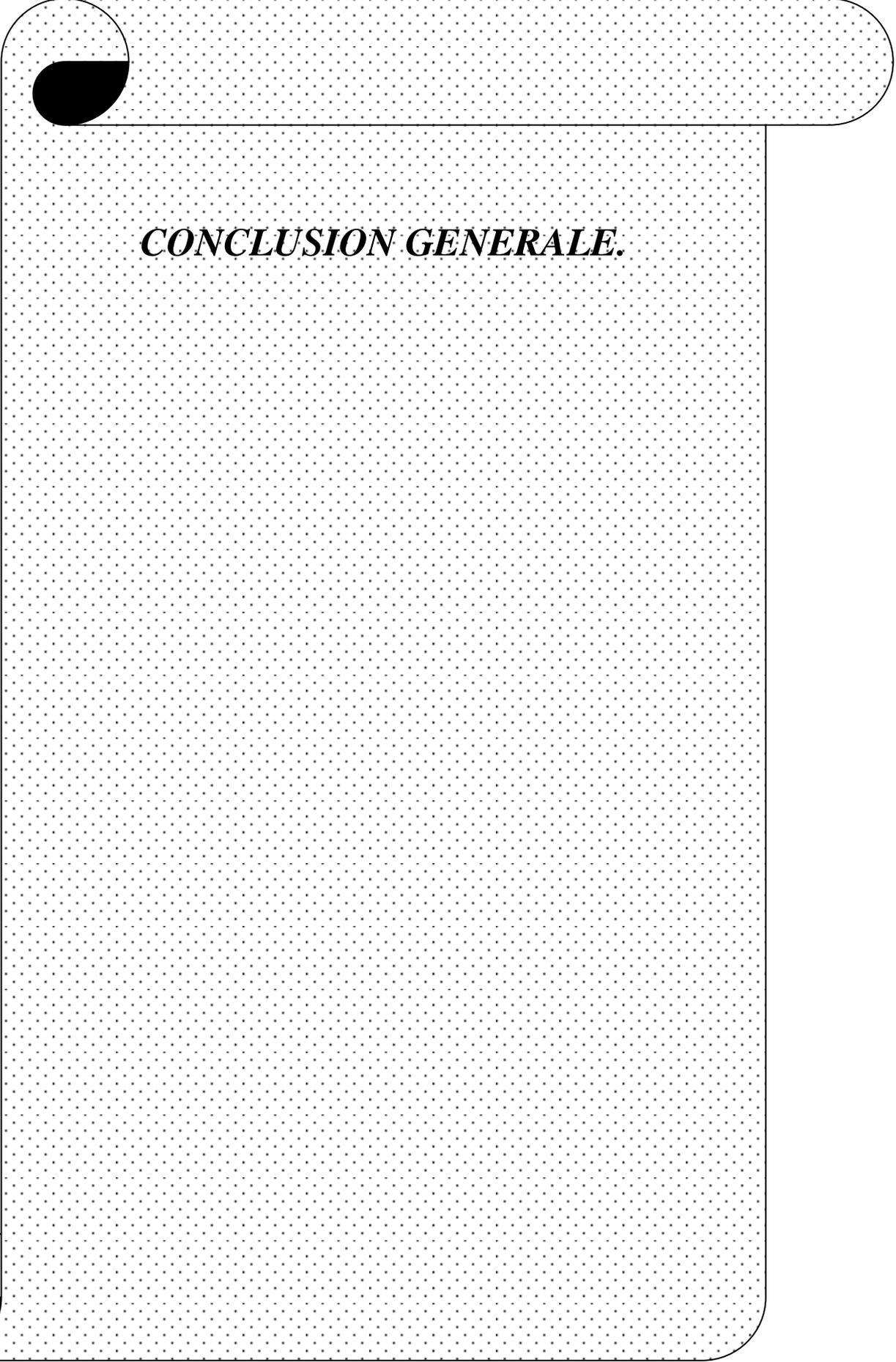
$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \right\} = 2.5 \text{ (MPa)} \quad \text{Avec } \gamma_b = 1.5$$

$$V_u = q_2 l + q_1 l / 2 = 23.27 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{23.27 \times 10^3}{170 \times 1000} = 0.136 < 2.5 \text{ MPA} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### Ferraillage du voile plaque.





***CONCLUSION GENERALE.***

## **Conclusion :**

L'étude du projet en question nous a permis de mettre en application les différents règlements en vigueur (RPA 99/2003, CBA 93, BAEL 91), et de constater leur importance dans l'indication des quantités d'armatures, des sections minimales ainsi que le choix des méthodes de calcul.

Le constat fait appel aussi à l'importance de la bonne interprétation des résultats obtenus par la modélisation, ainsi que le choix du type de contreventement, ce dernier qui est affecté par un coefficient de comportement (R) pour chaque système, ce qui peut faire varier la valeur de l'effort sismique à la base.

Les ferrailages obtenus sont établis en fonction des sollicitations (M, N, T)

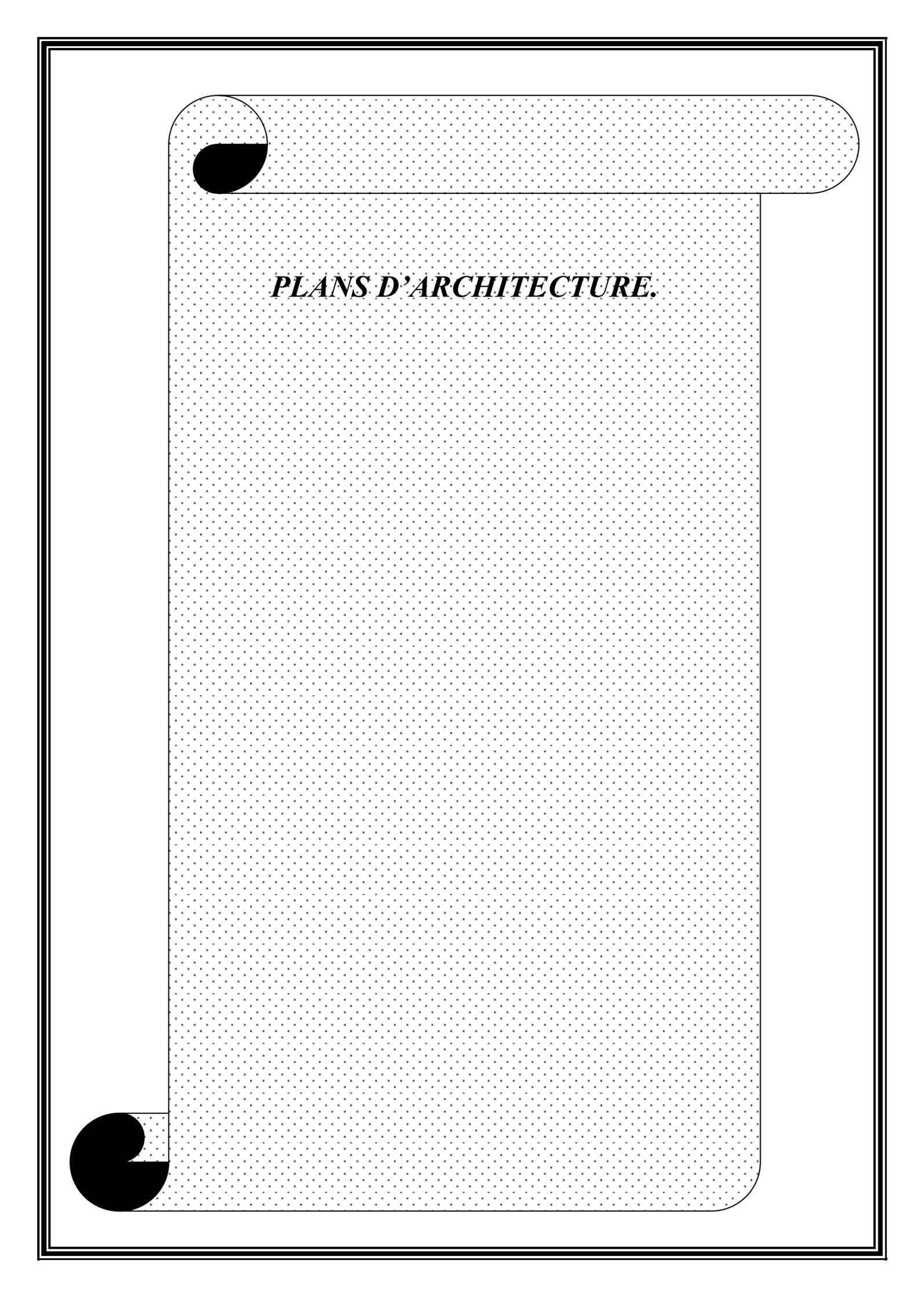
Appliquées aux différents éléments, d'où la possibilité d'éviter le sur ferrailage de l'ouvrage avec la disposition d'une quantité d'armatures correspondant à l'effort appliqué, ceci tout en garantissant une meilleur résistance.

Les contraintes posées lors de l'étude de l'ouvrage nous ont permis de mettre au point un ensemble de solutions et de recommandations.

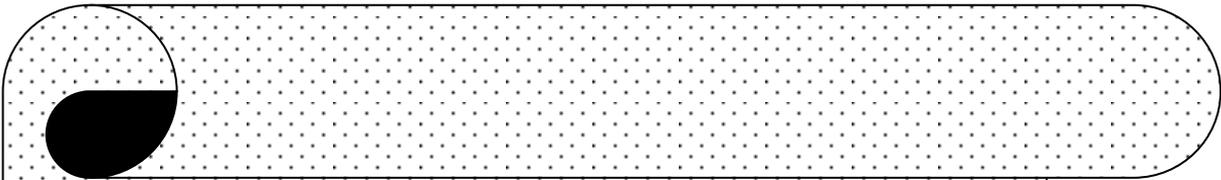
En fin nous espérons que ce travail servira les promotions à venir.

# *Bibliographie*

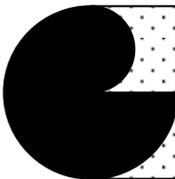
- Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).
- DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN).
- Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des Ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Conception et calcul des structures de bâtiment (Henry THONIER).
- Cours et TD (Béton, MDS et RDM).
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.

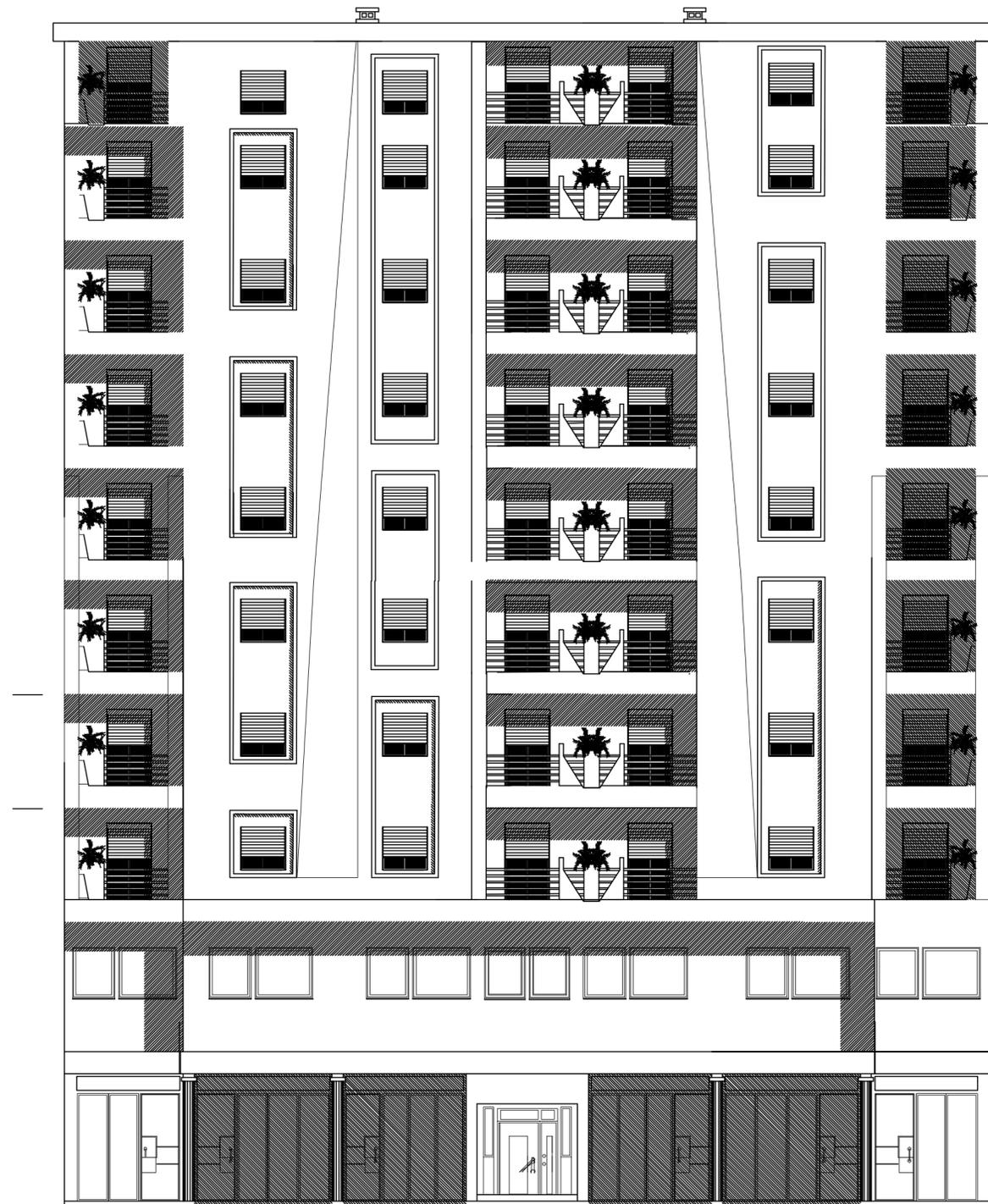
The image shows a sheet of architectural drawing paper with a fine grid pattern. The paper is oriented vertically and has rounded corners. A title is printed in the upper center. There are two large black circular marks, one in the top-left corner and one in the bottom-left corner, which appear to be punch holes or registration marks. The entire sheet is enclosed in a double-line border.

*PLANS D'ARCHITECTURE.*

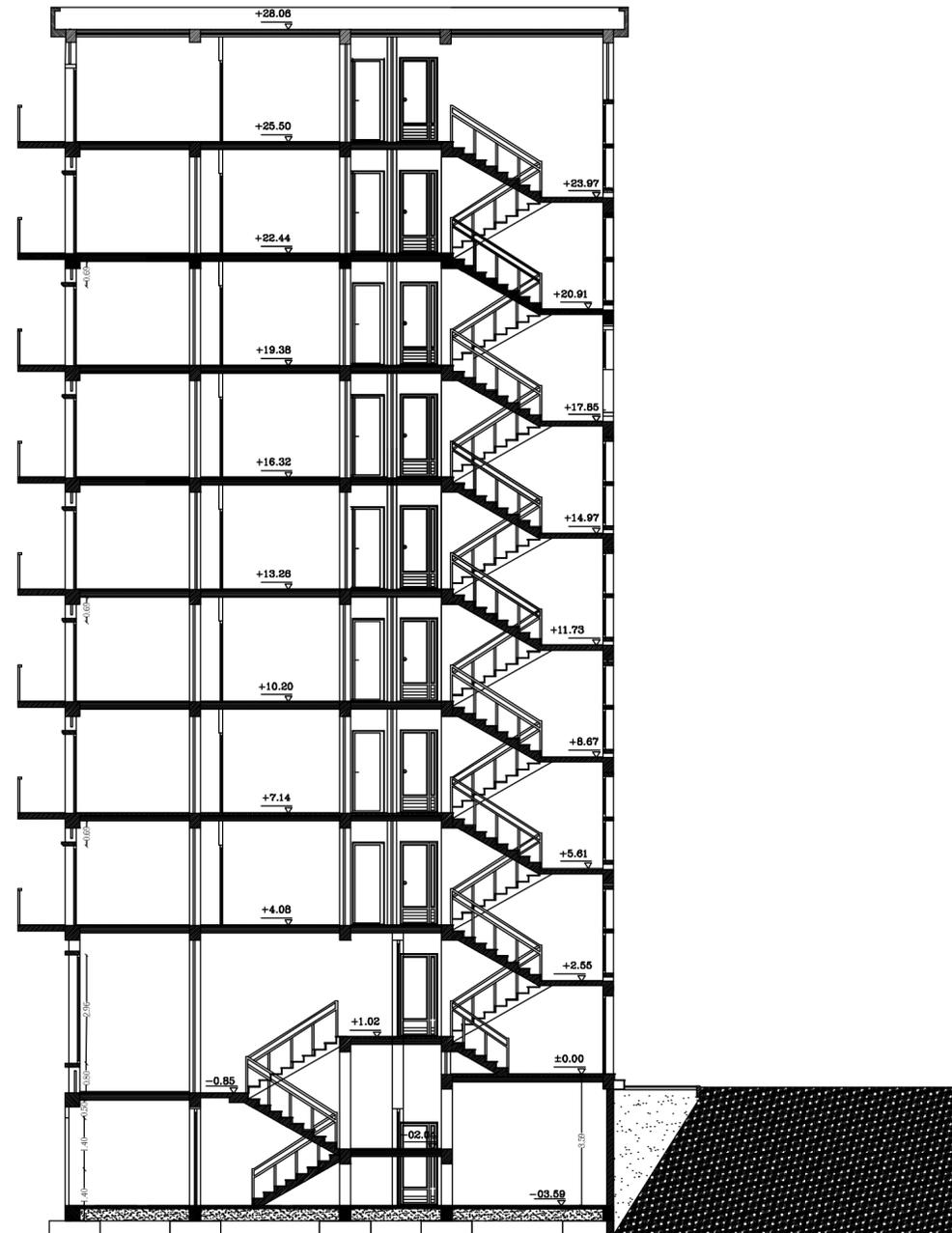


*Plans de ferrailage  
Des éléments structuraux.*

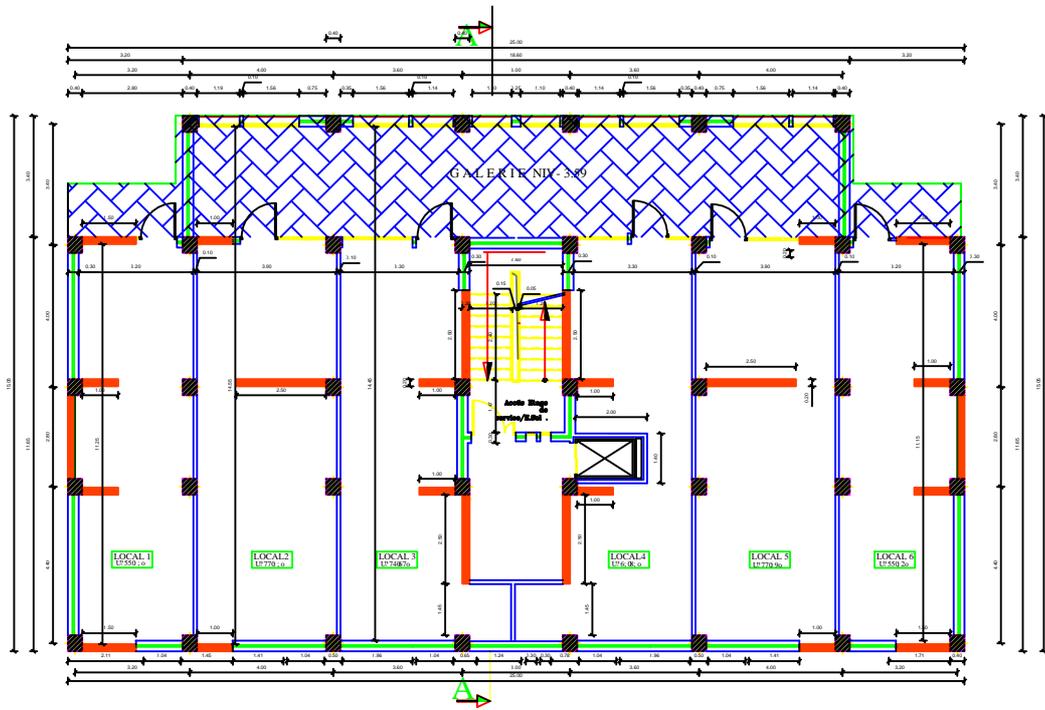




FAÇADE POSTERIEURE



Coupe AA



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

ETUDIE PAR :  
 Mr : AKRICHE SAADI  
 Mr : IMINE LYES  
DIRIGE PAR :  
 Mr : ACHOUR

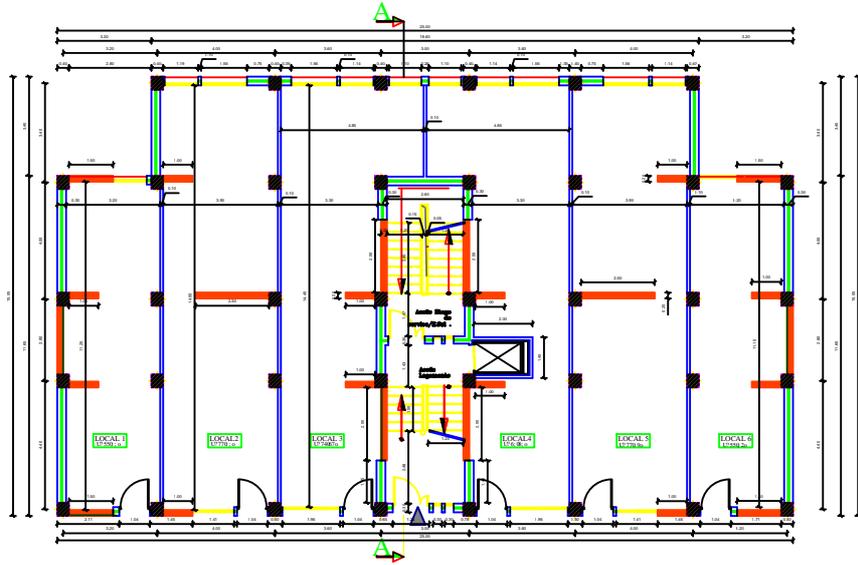
TITRE :  
 plans d'archetecture sous sol

PROMOTION : 2013/2014      «USC»      ECHELLE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



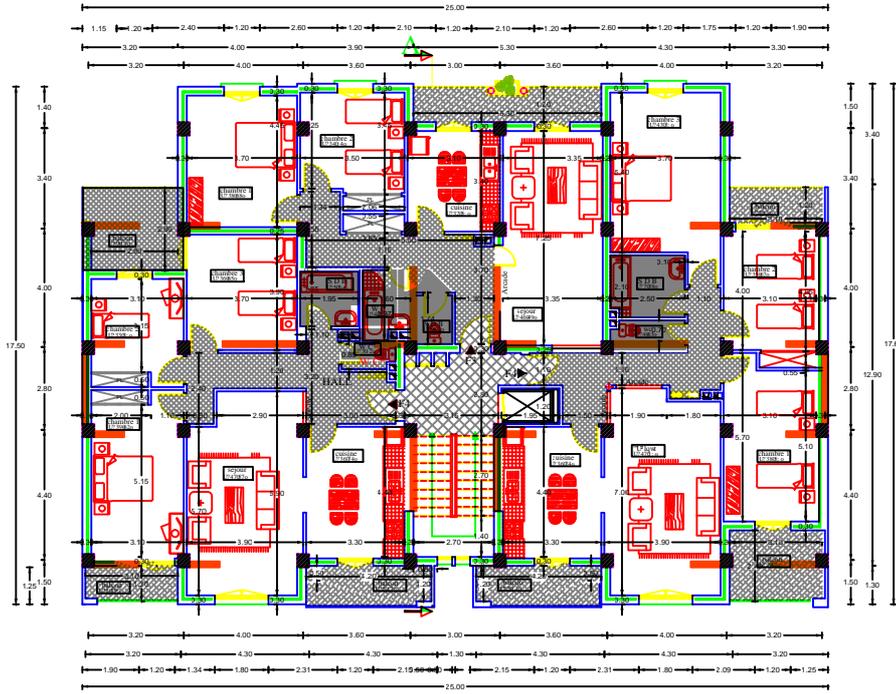
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR : Mr : AKRICHE SAADI Mr : IMINE LYES	TITRE : plans d'architecture RDC	
DIRIGE PAR : Mr : ACHOUR	PROMOTION : 2013/2014	ΕΣΧΕΔΩΣΗ ΕΚΧΕΛΛΗ

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

# REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



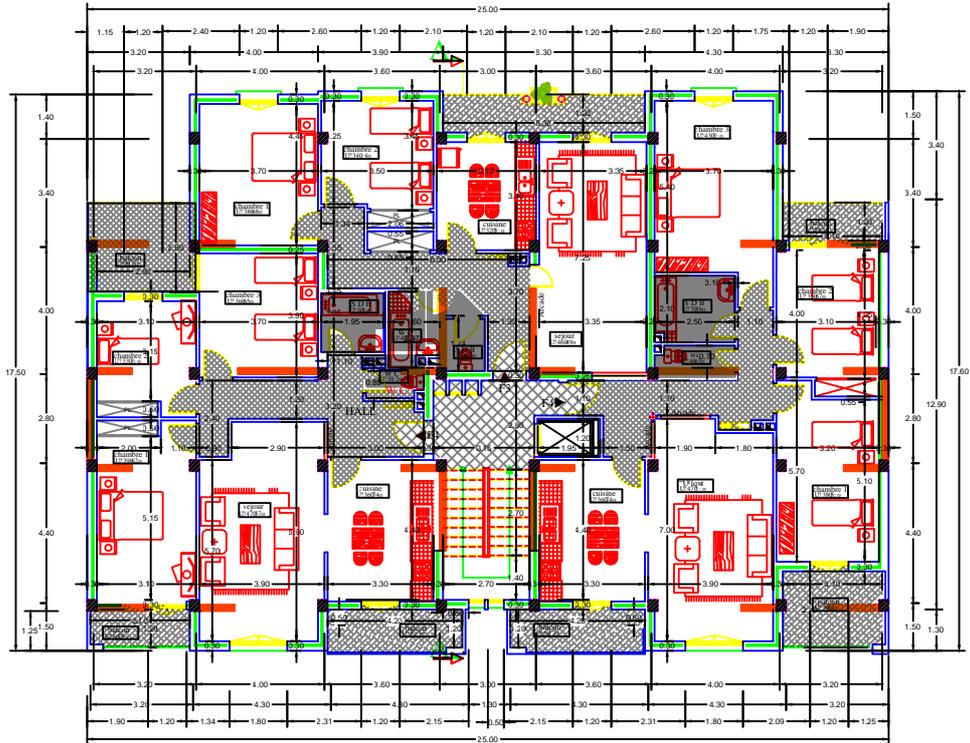
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU		
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION		
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR : Mr : AKRICHE SAADI Mr : IMINE LYES	TITRE : plans d'archetecture 1er et 2eme etages	
DIRIGE PAR : Mr : ACHOUR		
PROMOTION : 2013/2014	УСЃР-ՕՐՈՒՅՑ	ECHELLE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

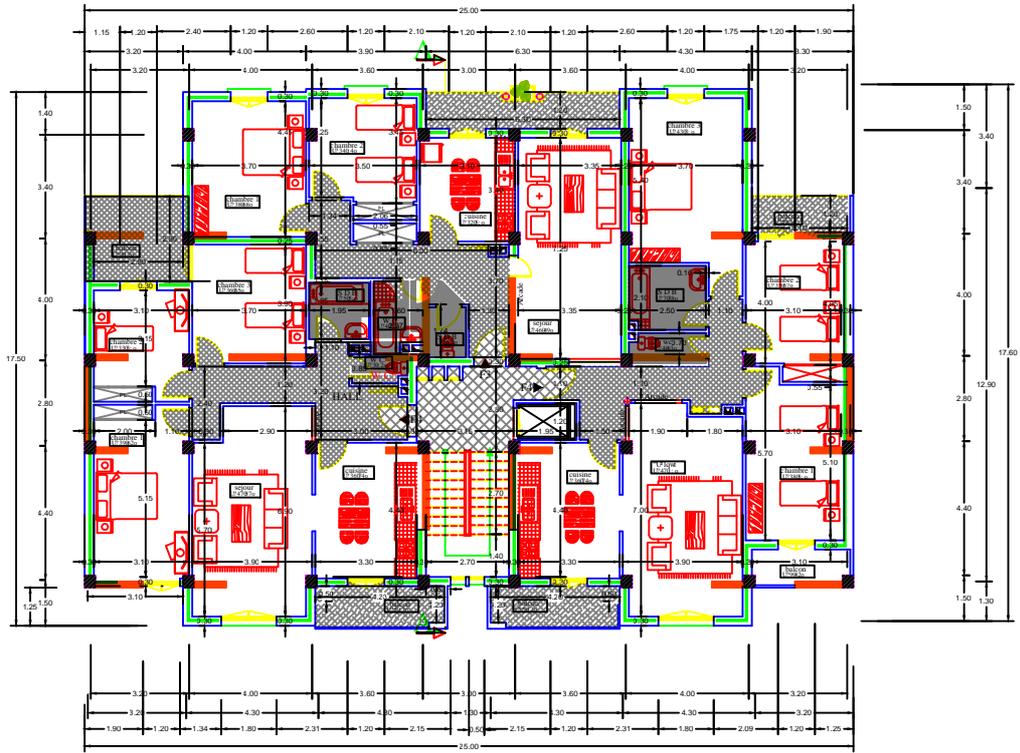
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



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

ETUDIE PAR : Mr : AKRICHE SAADI Mr : IMINE LYES	TITRE : plans d'archetecture Etage 3, 4, 5 et 6	
DIRIGE PAR : Mr : ACHOUR		
PROMOTION : 2013/2014	« »	ECHELLE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



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

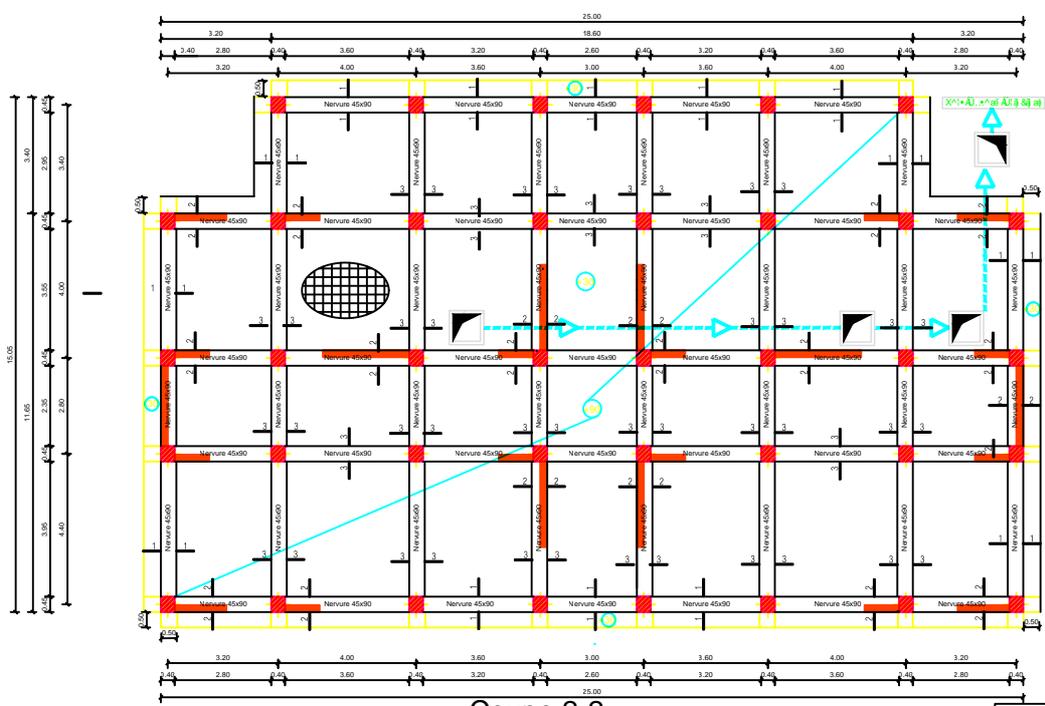
ETUDIE PAR :  
Mr : AKRICHE SAADI  
Mr : IMINE LYES  
DIRIGE PAR :  
Mr : ACHOUR

TITRE :  
plans d'archetecture Etage 7 et 8

PROMOTION : 2013/2014

УСЛОВИЯ

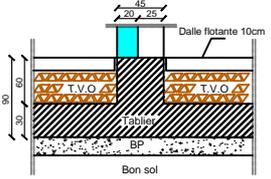
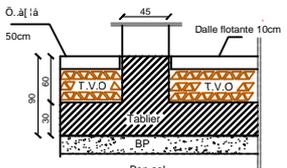
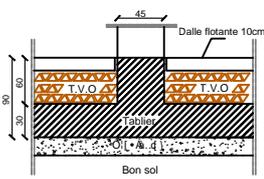
ECHELLE



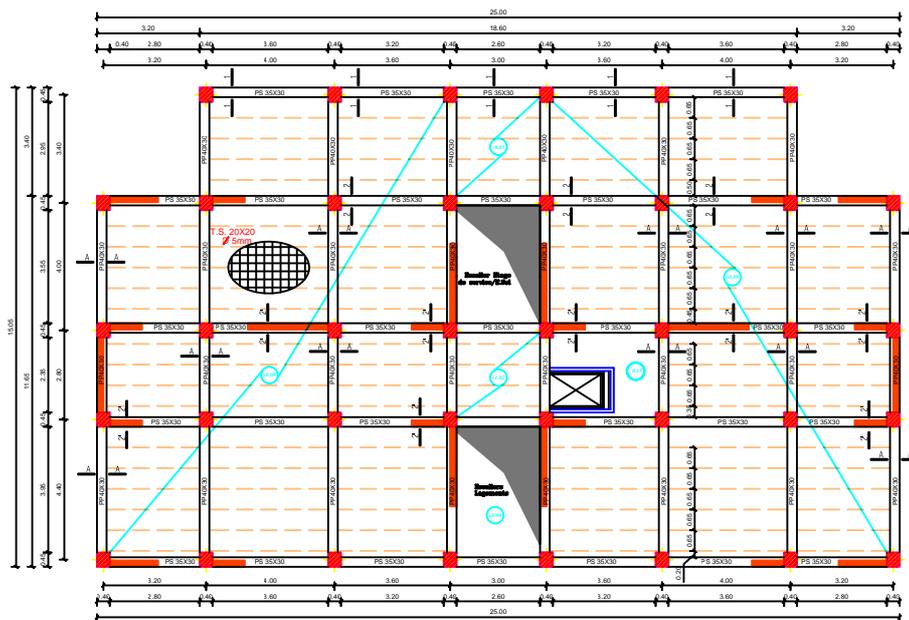
Coupe 1-1

Coupe 2-2

Coupe 3-3

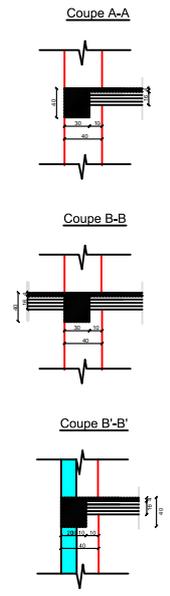
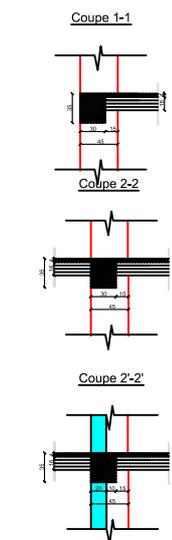


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR : Mr : AKRICHE SAADI Mr : IMINE LYES DIRIGE PAR : Mr : ACHOUR	TITRE : plans de cauvrage l'infrastructure
PROMOTION : 2013/2014	U.S.T.A.B. FCHF11F



Poutres principales

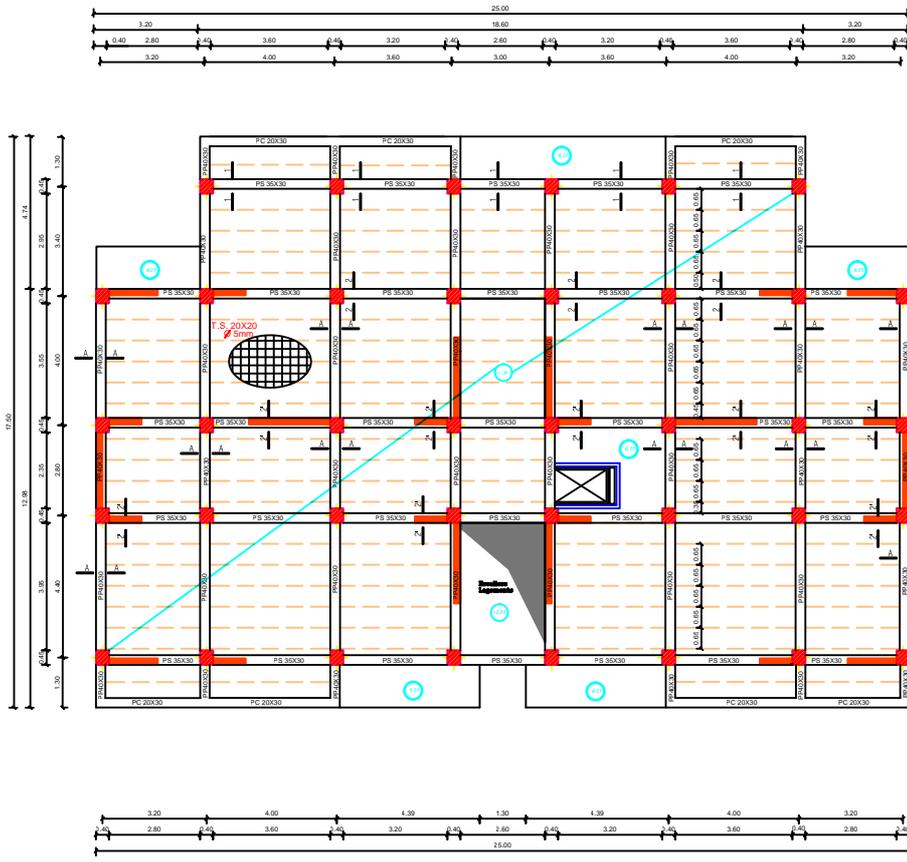
Poutres secondaires



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

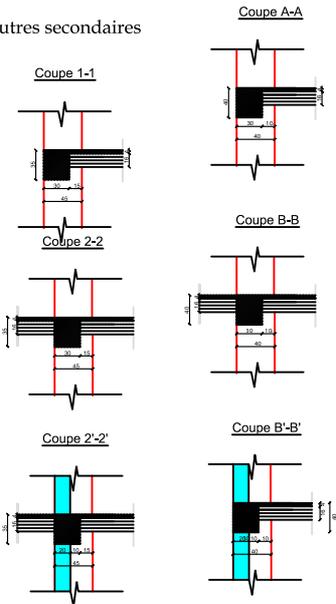
ETUDE PAR :  
 Mr : AKRICHE SAADI  
 Mr : IMINE LYES  
 DIRIGE PAR :  
 Mr : ACHOUR

TITRE :  
 plans de cauvrage RDC



Poutres principales

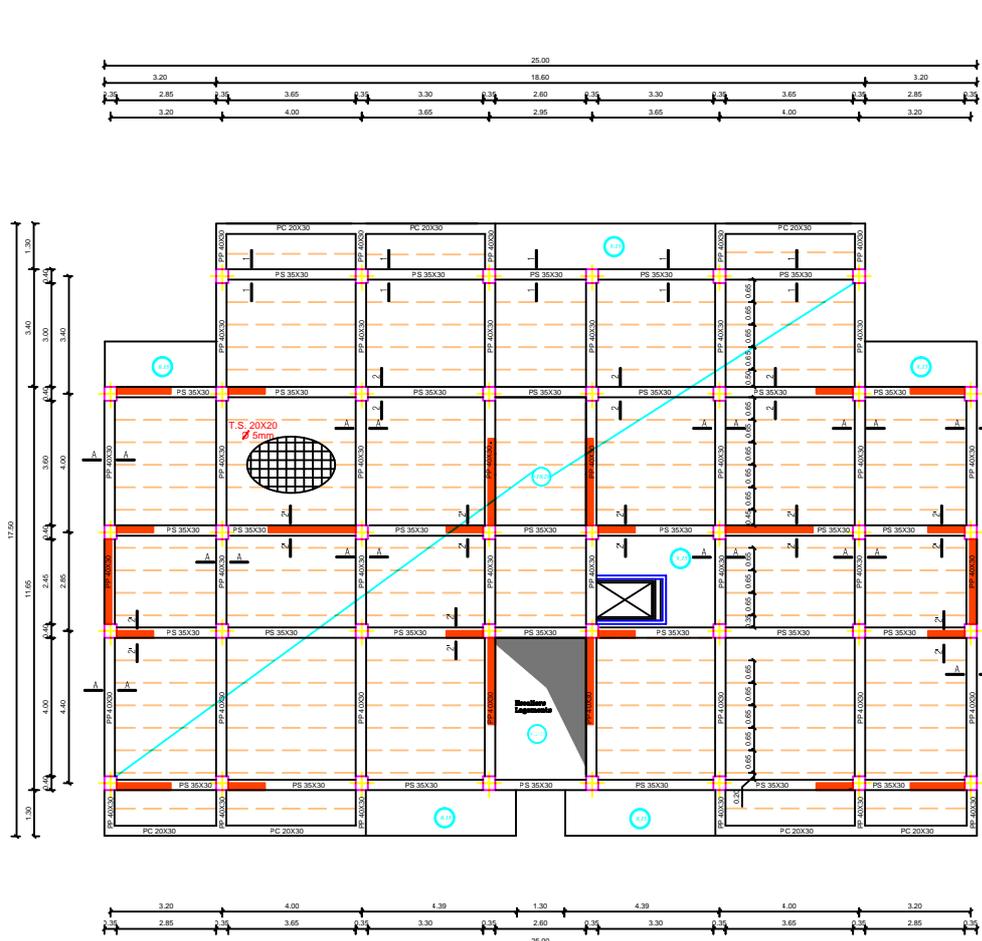
Poutres secondaires



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

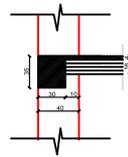
ETUDE PAR :  
 Mr : AKRICH SAADI  
 Mr : IMINE LYES  
 DIRIGE PAR :  
 Mr : ACHOUR

TITRE :  
 plans de cauffrage

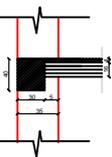


Poutres secondaires Poutres principales

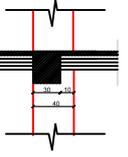
Coupe 1-1



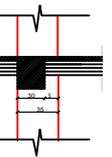
Coupe A-A



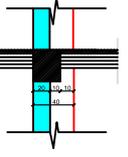
Coupe 2-2



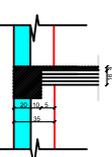
Coupe B-B



Coupe 2'-2'



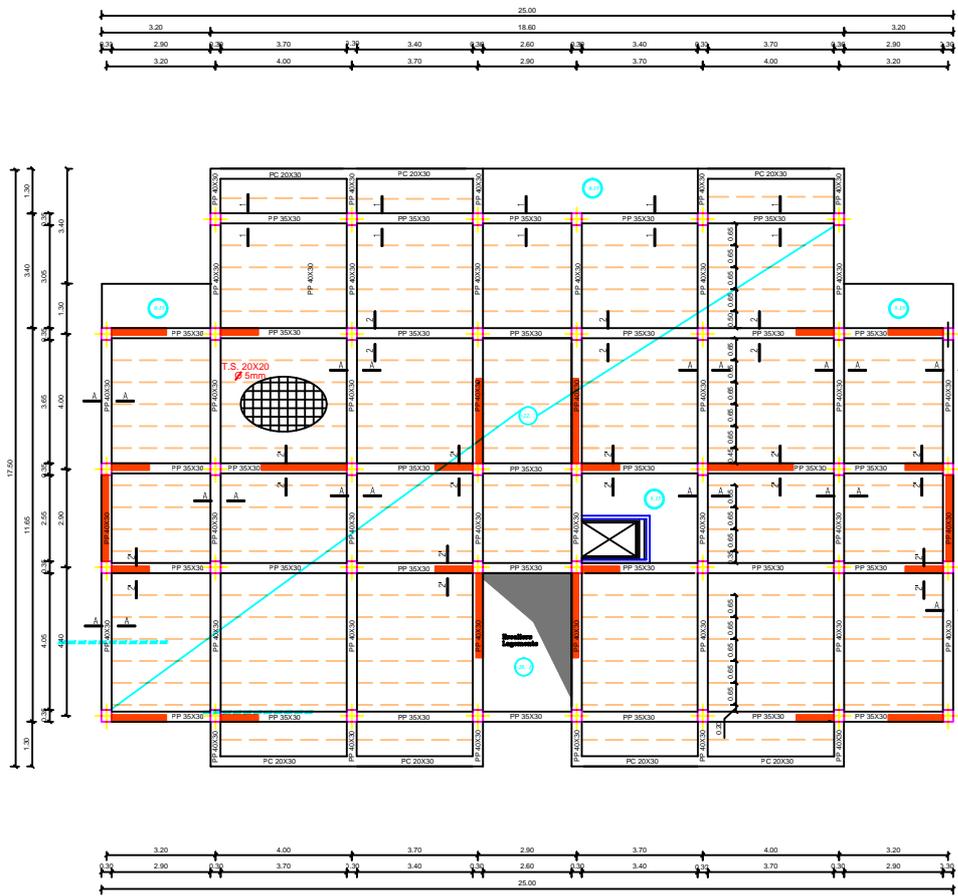
Coupe B'-B'



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

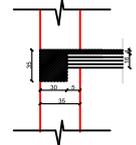
ETUDIE PAR :  
 Mr: AKRICHE SAADI  
 Mr: IMINE LYES  
 DIRIGE PAR :  
 Mr: ACHOUR

TITRE :  
 plans de cauffrage

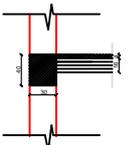


Poutres secondaires Poutres principales

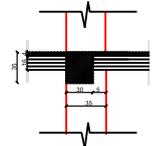
Coupe 1-1



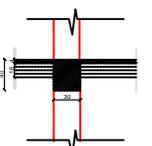
Coupe A-A



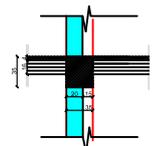
Coupe 2-2



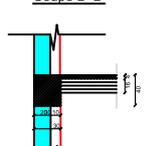
Coupe B-B



Coupe 2'-2'



Coupe B'-B'

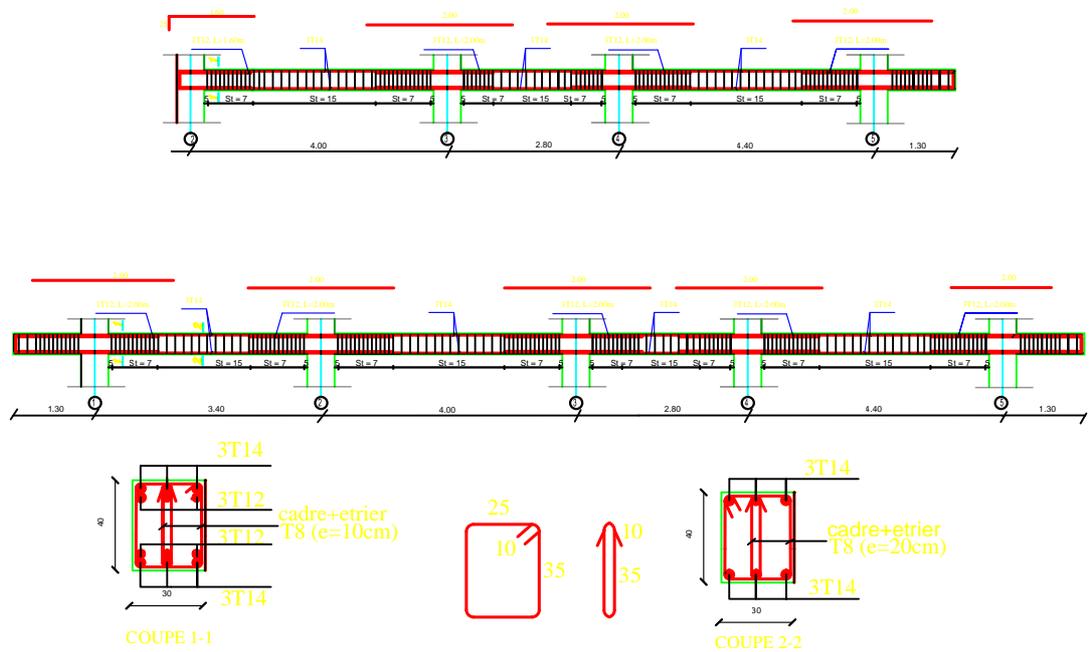


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :  
 Mr: AKRICHE SAADI  
 Mr: IMINE LYES  
 DIRIGE PAR :  
 Mr: ACHOUR

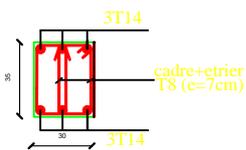
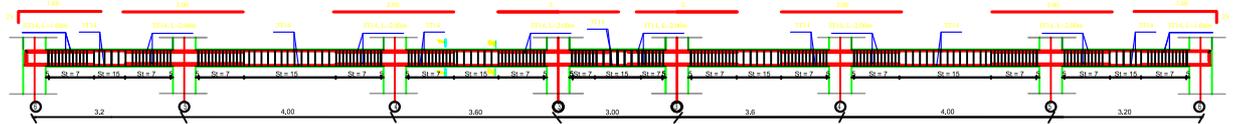
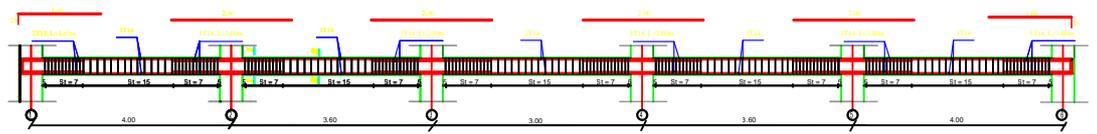
TITRE :  
 plans de cauvrage



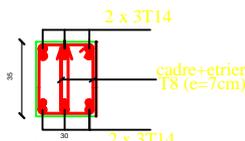


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

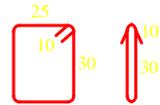
ETUDE PAR : Mr : AKRICHE SAADI Mr : IMINE LYES DIRIGE PAR : Mr : ACHOUR	TITRE : <p style="text-align: center;">poutres principales</p>
---	---



COUPE 2-2



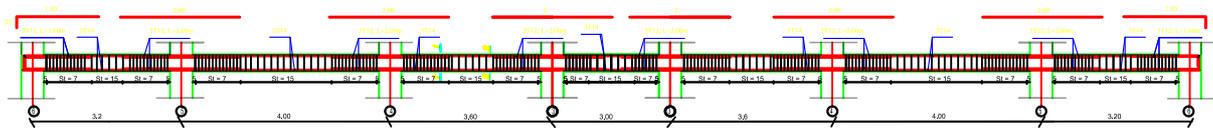
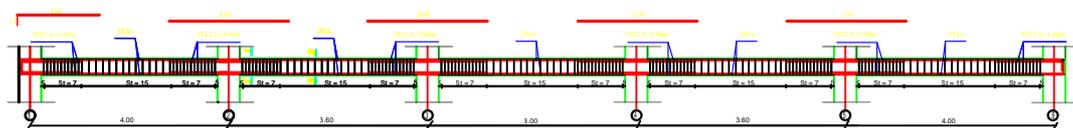
COUPE 1-1



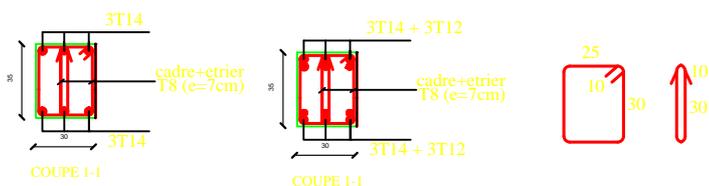
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :  
 Mr : AKRICHE SAADI  
 Mr : IMINE LYES  
 DIRIGE PAR :  
 Mr : ACHOUR

TITRE :  
 poutres secondaires  
 أوتار ثانوية

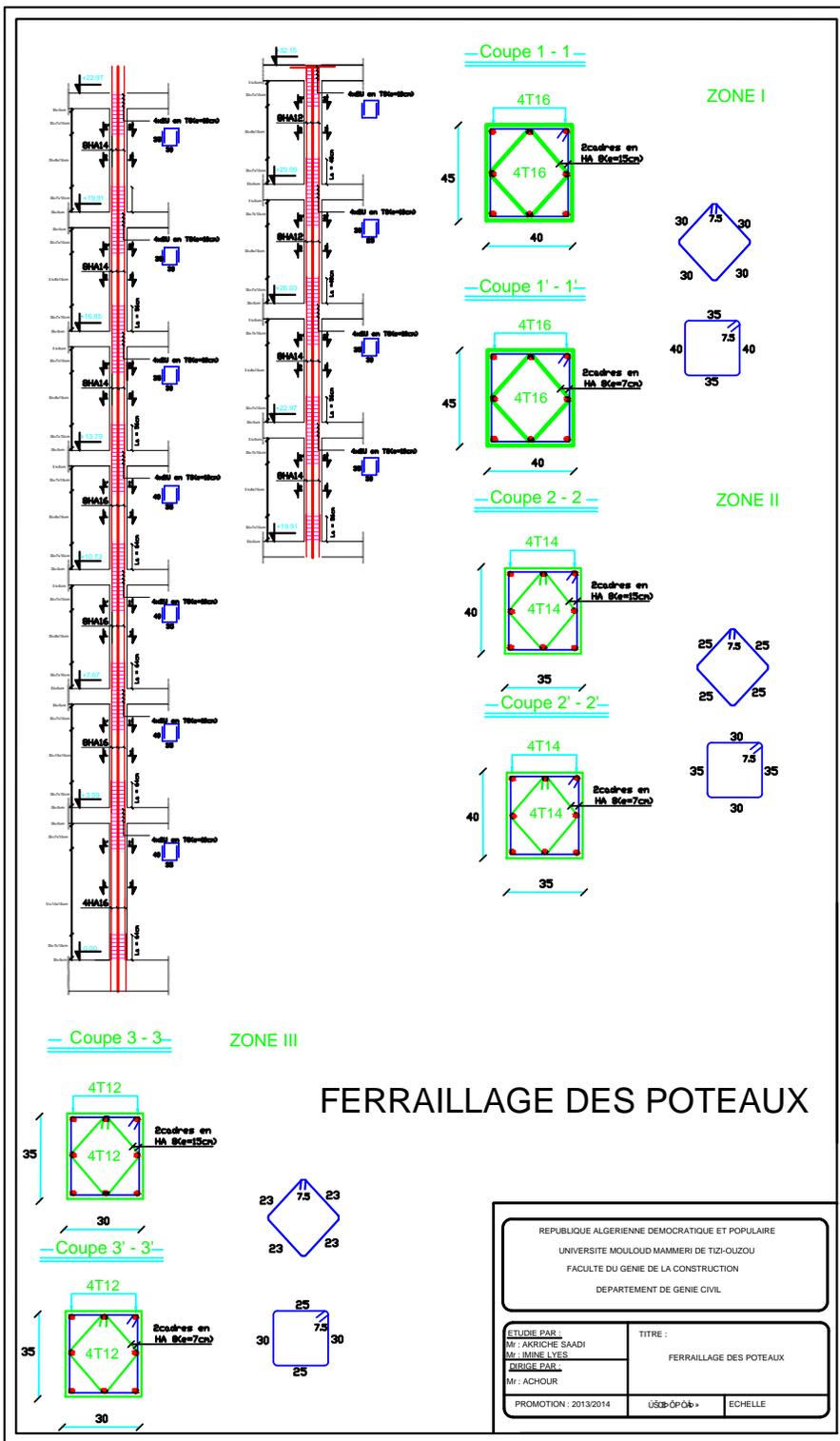


poutres secondaires (2,3,4,5,6,7et 8eme etage )



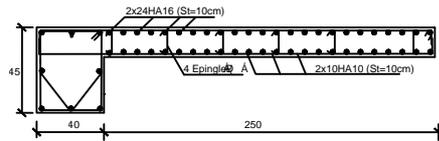
# Ferrailage des poutres secondaires (2,3,4,5,6,7et 8eme etage )

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR : Mr : AKRICHE SAADI Mr : IMINE LYES DIRIGE PAR : Mr : ACHOUR	TITRE : poutres secondaires (2,3,4,5,6,7et 8eme etage )	
PROMOTION : 2013/2014	USAP	ECHELLE

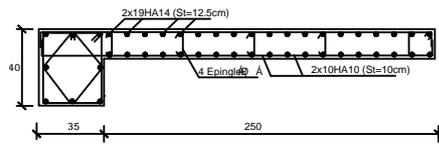


Ferrailage des voiles longitudinaux :2.5 m VL10,VL13

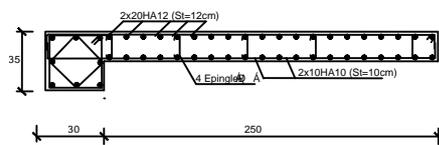
**ZONE I**



**ZONE II**

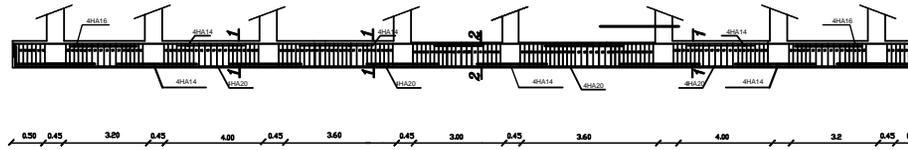


**ZONE III**

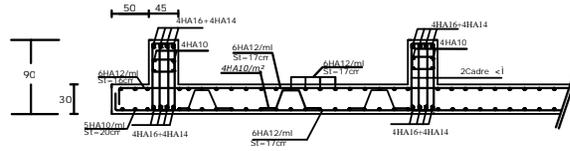
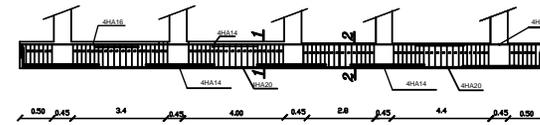


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR : M: ANRICH SAADI M: IMINE LYES DIRIGE PAR : M: ACHOUR	TITRE : Ferrailage des voiles longitudinaux :2.5m VL10,VL13	
PROMOTION : 2013/2014	USBP-OP06+	ECHELLE:1/25

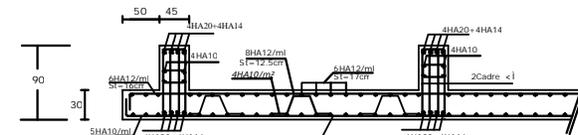
FERRAILLAGE NERVURE DIM(45 X 90)  
sens longitudinale



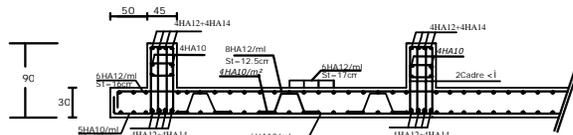
FERRAILLAGE NERVURE DIM (45 X 90)  
sens transversale



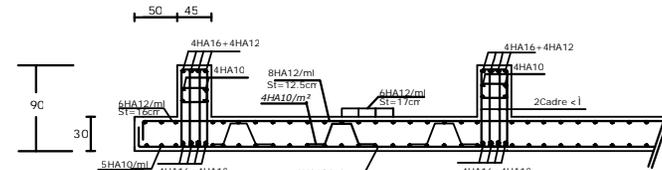
COUPE 1-1



COUPE 1-1



COUPE 2-2



COUPE 2-2

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

Mr : AKRICHE SAADI  
Mr : IMINE LYES

TITRE :

FERRAILLAGE NERVURE

DIRIGE PAR :

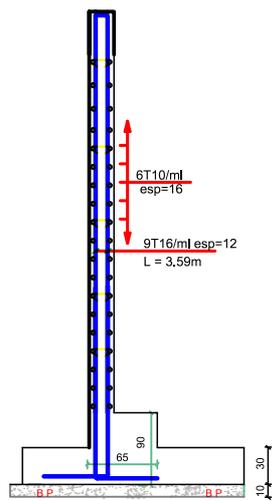
Mr : ACHOUR

PROMOTION: 2013/2014

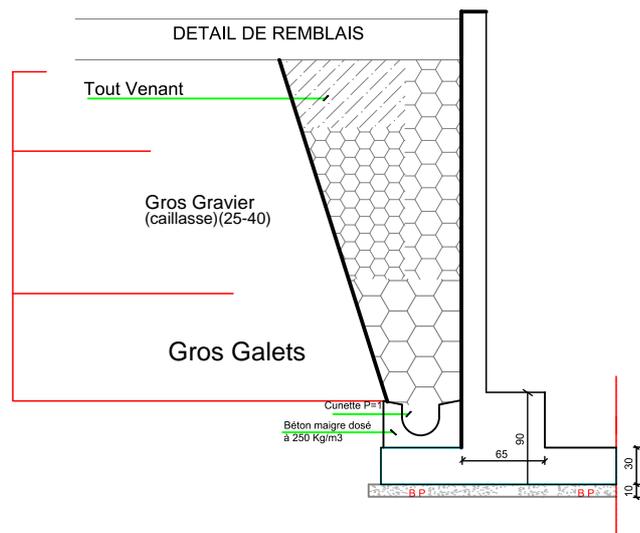
USOPOPO

ECHELLE

Ferraillage du Mur plaque



coffrage du Mur plaque



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

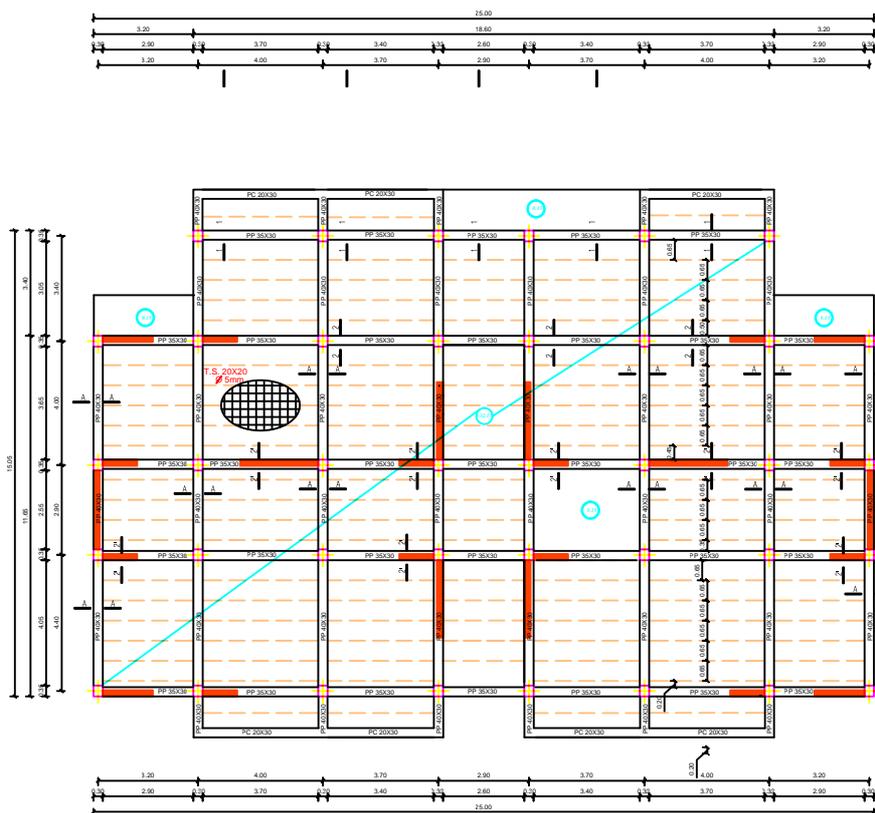
ETUDIE PAR :  
 Mr : AKRICHE SAADI  
 Mr : IMINE LYES  
 DIRIGE PAR :  
 Mr : ACHOUR

TITRE :  
 MUR PLAQUE

PROMOTION : 2013/2014

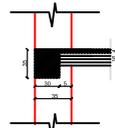
«

ECHELLE

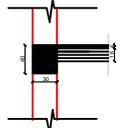


Poutres secondaires Poutres principales

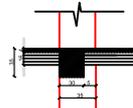
Coupe 1-1



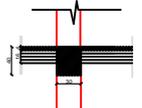
Coupe A-A



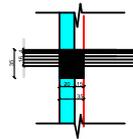
Coupe 2-2



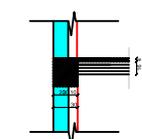
Coupe B-B



Coupe 2'-2'



Coupe B'-B'



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

ETUDE PAR :  
Mr: AKRICHE SAADI  
Mr: IMINE LYES  
DIRIGE PAR :

TITRE :  
plans de cauffrage