

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



# Mémoire de fin d'étude

*En vue d'obtention du diplôme de Master en génie civil.*  
*Option : construction civil et industriel.*

## THÈME

Etude d'un bâtiment (R+9) à usage  
d'habitation, bureautique et commercial  
à contreventement poteaux et voiles porteurs  
modélisé avec robot.

**Proposé par : B.E.T(FORTEC)**

**Etudié par: M<sup>r</sup> OUNNADI SALAH  
M<sup>r</sup> MOKRANI KARIM  
M<sup>r</sup> MEHANI SAID.**

**Dirigé par : M<sup>me</sup> IDRES**

🏠 **Promotion :2011/2012** 🏠

« Le geste le plus complet chez l'homme est celui de bâtir. »

**PAUL VALERY**

## REMERCIEMENT

Tout d'abord, nous remercions, DIEU le tout puissant qui nous a donné le courage, et la volonté pour atteindre nos objectifs.

Nous tenons à exprimer nos sincères gratitude à notre promotrice Mme. IDRES pour la solitude avec laquelle elle a suivie et guidée ce travail.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur d'examiner ce modeste travail.

Toutes nos gratitude vont a tous les enseignants qui ont contribué a notre formation.

Nos remerciements vont également a tous ceux et celles qui ont contribué de prés ou de loin à la réussite de ce travail.

## DEDICACES

*Je dédier ce modeste travail :*

➤ *A ma mère SECOURA*

➤ *A mon père AMMAR*

➤ *A mes chers frères: Mohamed, Rachid, Karim, Mourad,  
Yacine, Merzouk, Salem.*

➤ *A mes belles sœurs: Rachida, Kahina.*

➤ *A ma copine Sarah*

➤ *A mes très chers amis (es)*

➤ *A tous ceux qui ont contribué de loin ou de près a la réussite de  
ce travail.*

*Salah OUNNADI* 

## DEDICACES

Je dédie ce modeste travail :

- ◆ A la mémoire de mon père qui ma encourager et ma soutenue jusqu'à fin de ses jour.
- ◆ A ma mère que je l'aime, dieu la protège.
- ◆ A mes oncles et mes tantes
- ◆ A mes frères :
  - « Brahim » et « Mourad ».
  - « Mohamed » et sa femme.
  - « Mustapha » et sa femme.
- ◆ A mes sœurs :
  - « Karima » et son mari « Mouloud ».
  - « Ourida » et son mari « Ali ».
- ◆ A tout mes neveux et mes nièces.
- ◆ A tout mes cousins et cousines.
- ◆ A tout la famille.
- ◆ A mes très chers amis (es).
- ◆ A tous ceux que j'aime.
- ◆ A tout la promotion 2011/2012.

KARIM MOKRANI



## DEDICACES

*Je tiens à dédier ce travail aux personnes les plus chères à mon cœur, ma mère FATMA, mon père AMAR, car c'est grâce à leurs soutiens que j'ai pu arriver à ce stade ; je souhaite que ce travail soit à la hauteur de tout ce qu'ils ont pu faire pour moi.*

*A mes sœurs HASSINA et son mari, a la petite ZINA et a mon frère RACHID.*

*A ma famille.*

*A mes amis (es).*

*A ma petite amie Yasmine.*

*A mon amis Madjid et sa copine Souad.*

*A tous ceux qui me sont chères.*

MEHANI SAID



FAÇADE PRINCIPALE



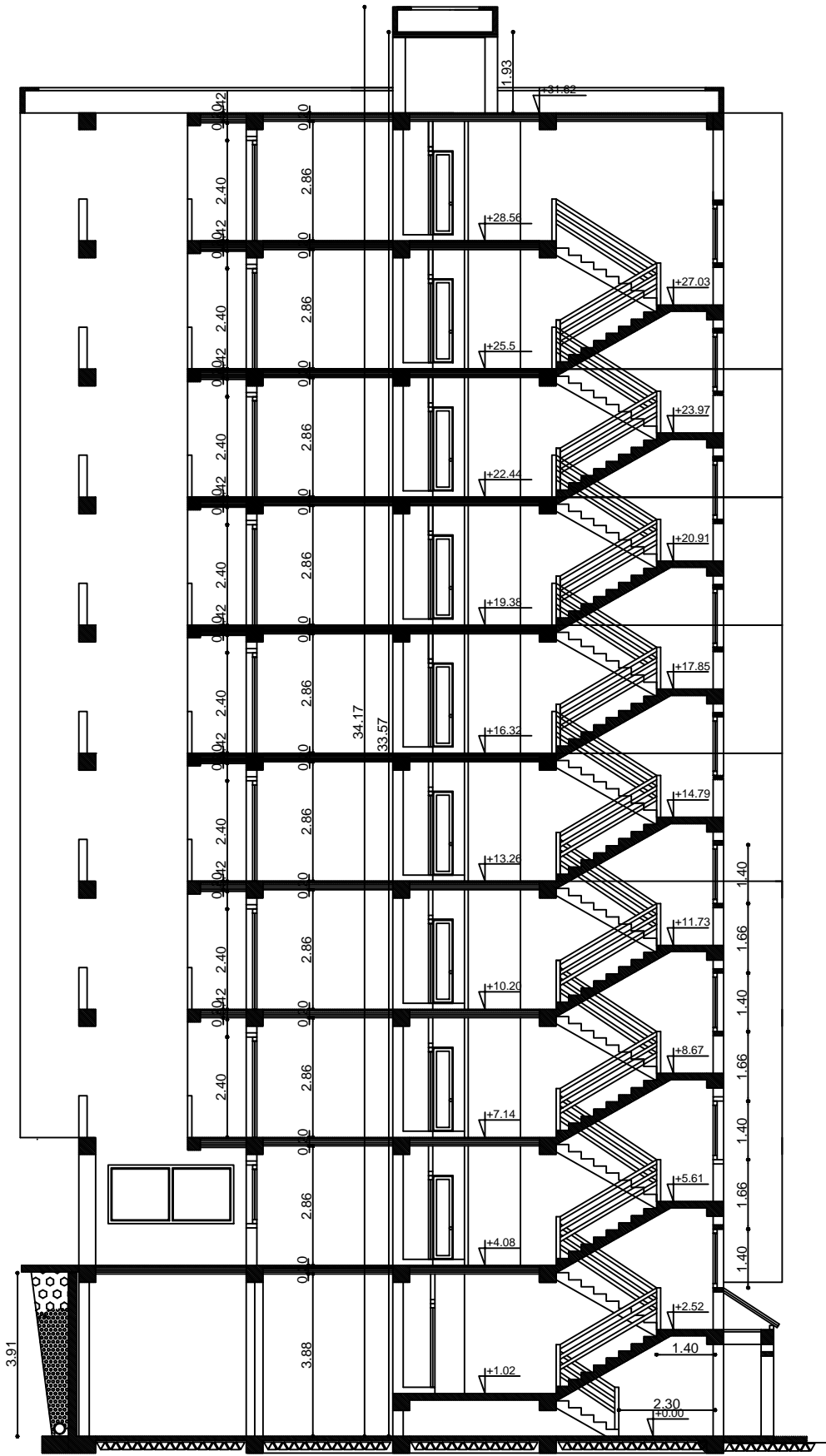
ERROR: syntaxerror  
OFFENDING COMMAND: --nostringval--

STACK:

/Title  
( )  
/Subject  
(D:20121022182248+01'00')  
/ModDate  
( )  
/Keywords  
(PDFCreator Version 0.9.5)  
/Creator  
(D:20121022182248+01'00')  
/CreationDate  
(pccom)  
/Author  
-mark-

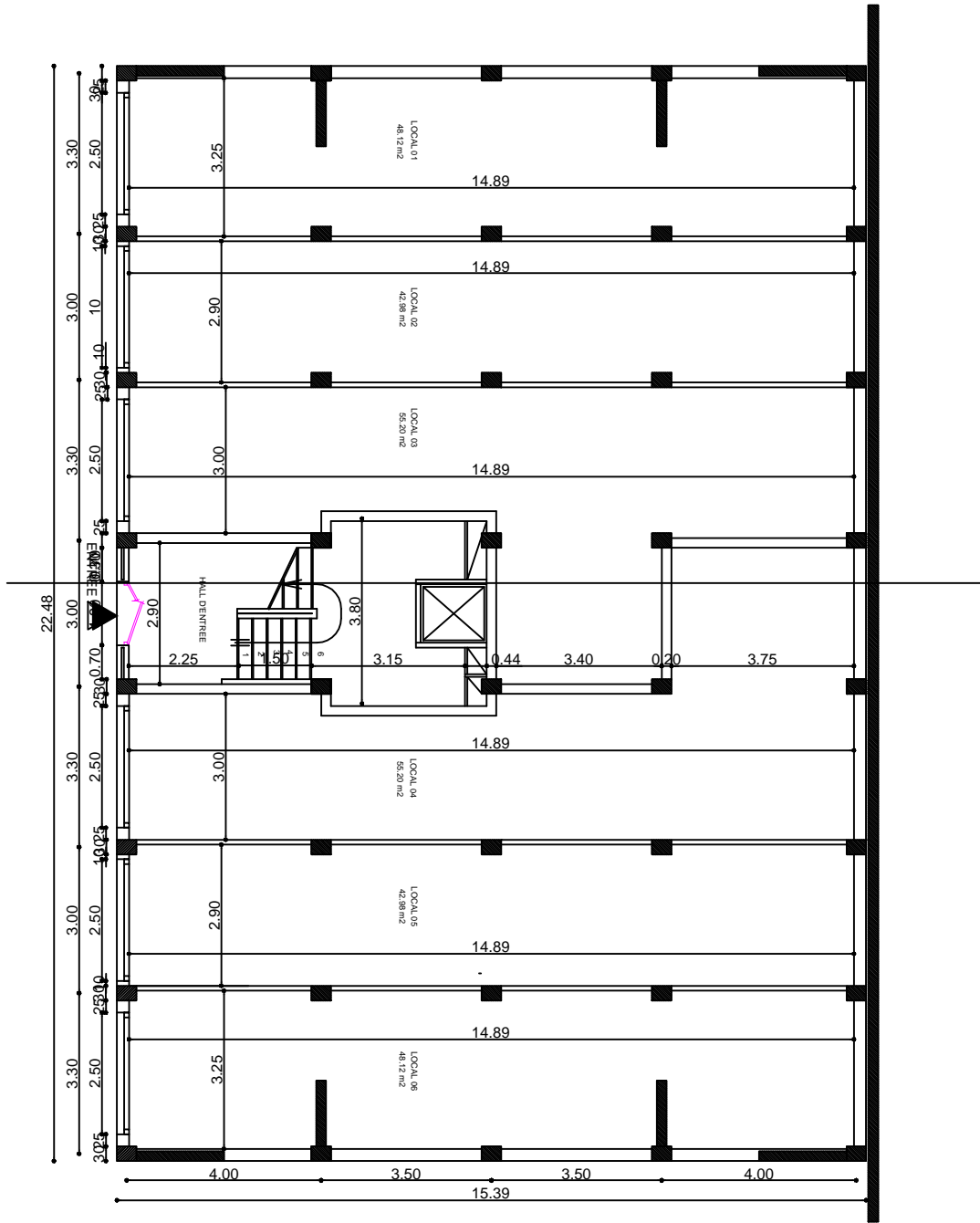





FAÇADE PRINCIPALE



COUPE A-A

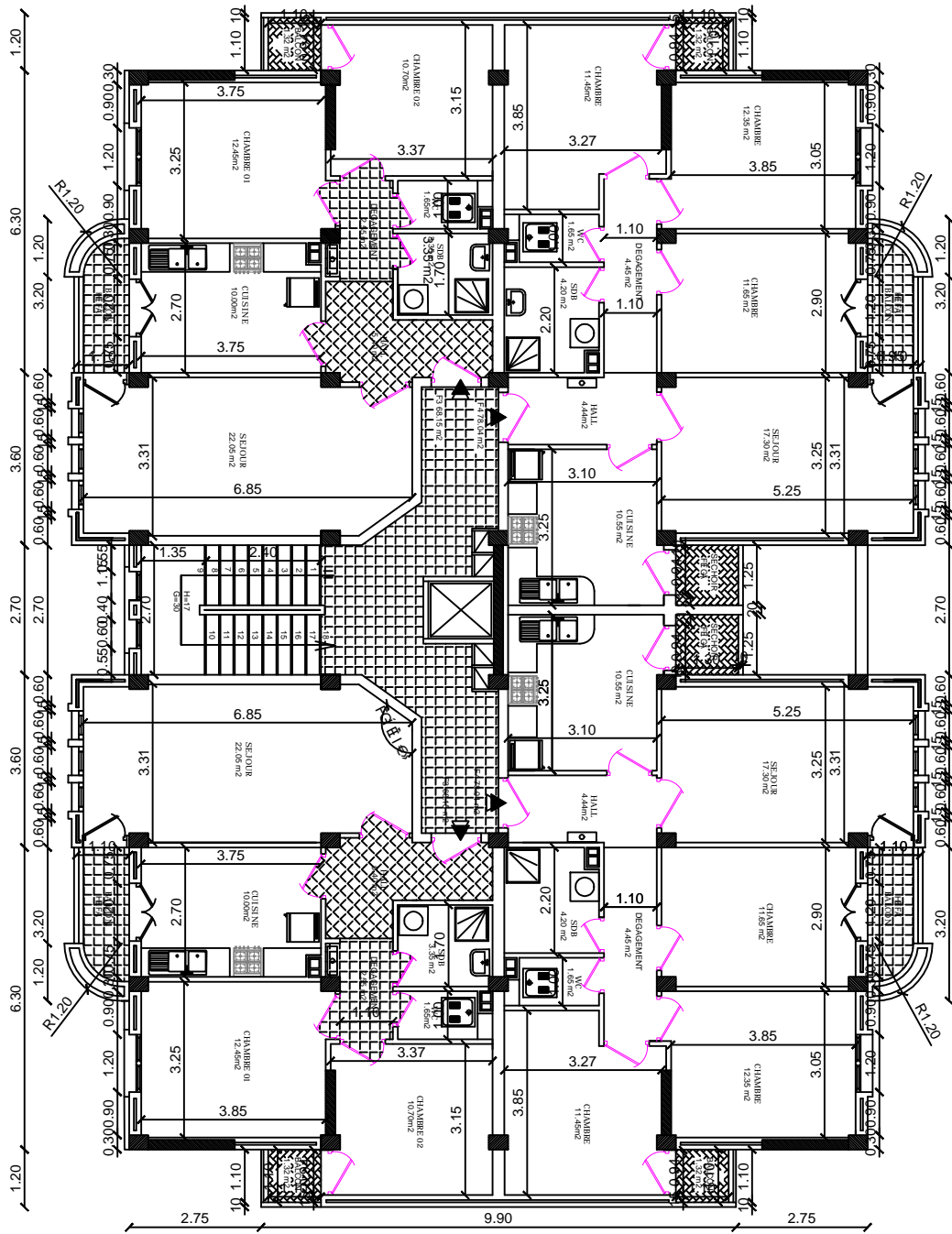
# PLAN DURDC



|   |   |   |
|---|---|---|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE   |   |   |
|    |  | MAITRE DE L'OUVRAGE<br>LARBI BEN KACI MOHANDI                           |
|   | WILAYA : TIZI OUZOU<br>DAIRA : AIN EL HAMMAM<br>COMMUNE : AIN EL HAMMAM               | SITUATION :<br>LIEU DIT AGHADHIR ASTOU<br>COMMUNE DE AIN EL HAMMAM      |
| CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL<br>EN R.D.C+9   |   |   |
| US&B-OP&A-MEG   | ECH<br>1/50   | MODIFICATIONS :<br>_____<br>_____<br>DATE :<br>_____<br>VISA :<br>_____ |
|  MRAMME AIT CHIKI<br>ARCHITECTURES-URBANISME-GENIE CIVIL |   |   |

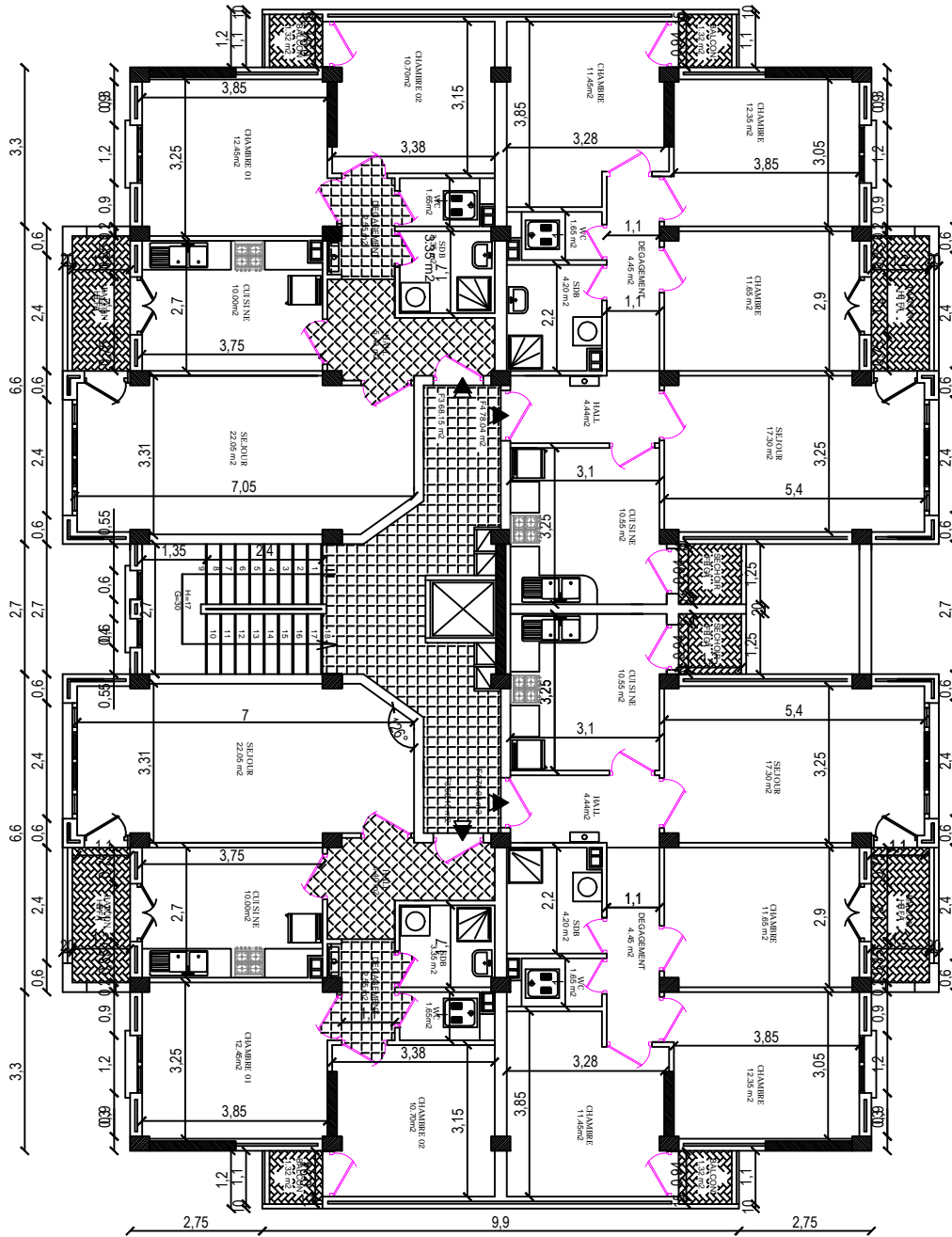





# PLAN DU 2ème ETAGE



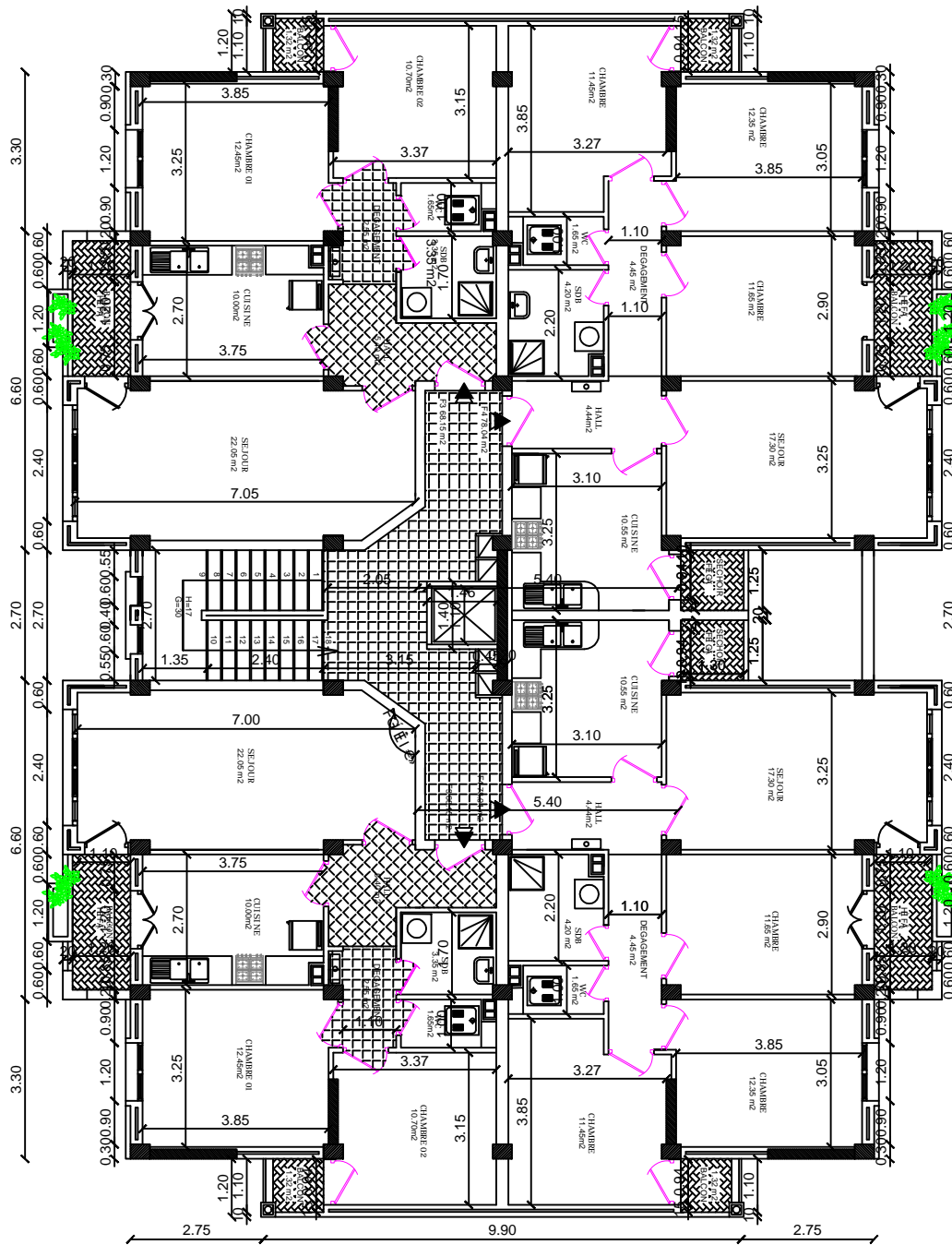
|   |   |  |
|---|---|--|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE               |   |  |
|   |   | MAITRE DE L'OUVRAGE<br>LARBEN KACI MOHANDI |
|   | WILAYA : <b>ALGER</b><br>DAIRA : <b>AIN EL HAMMAM</b><br>COMMUNE : <b>AIN EL HAMMAM</b> |  |
| CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL<br>EN R.D.C+9 |   |  |
| U.S.B. O.P.A. M.E.G.  | ECH   | MODIFICATIONS :                            |
|   | 1/50  | DATE :                                     |
|   |   | VISA :                                     |
|   |   |  |




# PLAN DU 3ème AU 5ème ETAGE



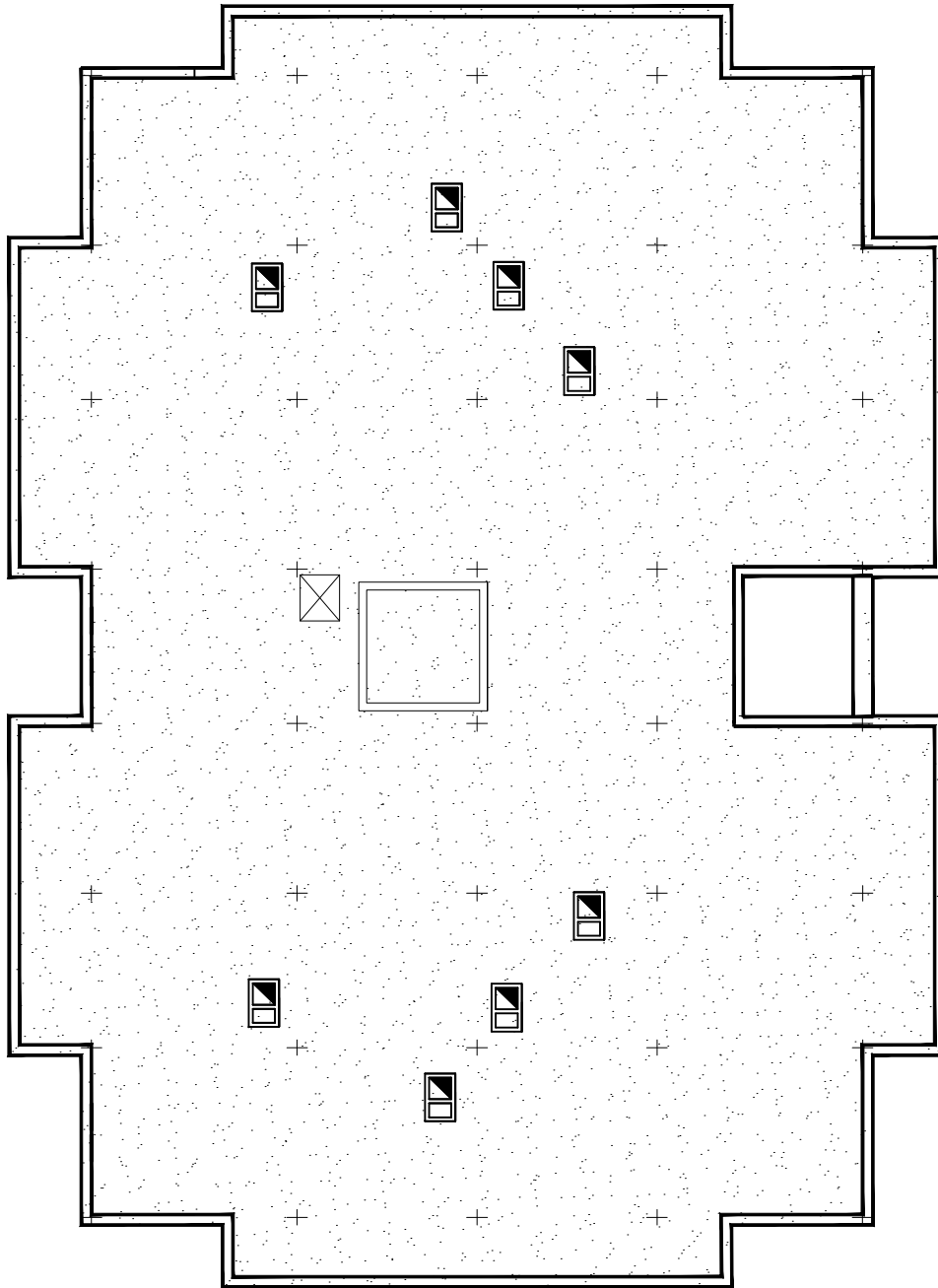
|  |  |   |
|--|--|---|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  |  |   |
| <br><b>FORTEC</b> | <br><b>WILAYA : ALGER</b><br><b>DARRA : AIN EL HAMMAM</b><br><b>COMMUNE : AIN EL HAMMAM</b> | MAITRE DE L'OUVRAGE<br>LARBI BEN KACI MOHANDI                           |
|  | SITUATION:<br>LIEU DIT AGHADHIR ASTOU<br>COMMUNE DE AIN EL HAMMAM  |   |
| CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL<br>EN R.D.C.+9   |  |   |
| US3B-OP04-MEG  | ECH<br><br>1/50  | MODIFICATIONS :<br>_____<br>_____<br>DATE :<br>_____<br>VISA :<br>_____ |
|  <b>ORTEC</b>     |  |   |
| MRABANE AIT CHIKI<br>ARCHITECTURES—URBANISME—GENIE CIVIL   |  |   |



# PLAN DU 6ème AU 9ème ETAGE

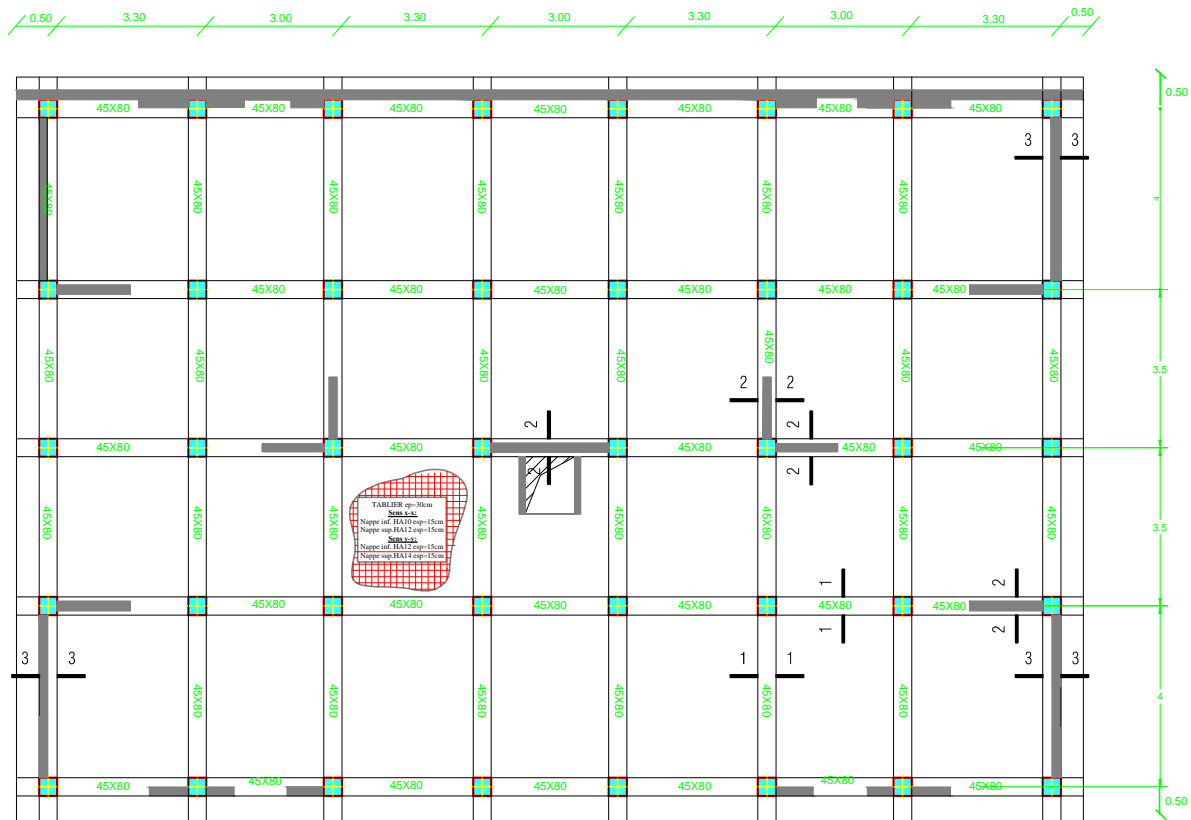


|   |   |   |
|---|---|---|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE   |   |   |
|    |  | MAITRE DE L'OUVRAGE<br>LARBI BEN KACI MOHANDI                     |
|   |   | SITUATION:<br>LIEU DIT AGHADHIR ASTOU<br>COMMUNE DE AIN EL HAMMAM |
| CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL<br>EN R.D.C+9   |   |   |
| USUB-OPOMEG   | ECH   | MODIFICATIONS :   |
|   | 1/50  | DATE :  |
|   |   | VISA :  |
|  <b>MRAMME AIT CRIDJI</b><br>ARCHITECTURES - URBANISME - GENIE CIVIL |   |   |

# PLAN DE TERRASSE

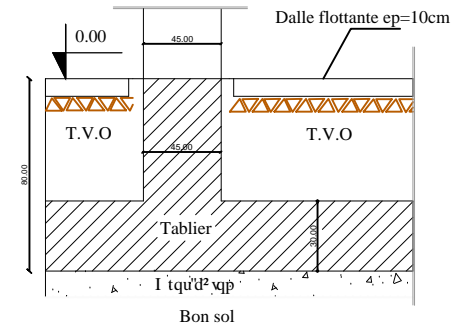


|   |   |
|---|---|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE   |   |
|    |  |
|   | MAITRE DE L'OUVRAGE<br>LARBI BEN KACI MOHANDI   |
| WILAYA : TIZI OUZOU<br>DAIRA : AIN EL HAMMAM<br>COMMUNE : AIN EL HAMMAM   | SITUATION :<br>LIEU DIT 'AGHADHIR ASTOU<br>COMMUNE DE AIN EL HAMMAM                   |
| CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL<br>EN R.D.C+9   |   |
| USCB: OP 04-1463  | ECH<br><br>1/50   |
| MODIFICATIONS :<br>_____<br>_____<br>_____<br>DATE :<br>_____<br>VISA :<br>_____  |   |
| MRABDE AT CHIKH<br> ARCHITECTURE-URBANISME-GENIE CIVIL |   |

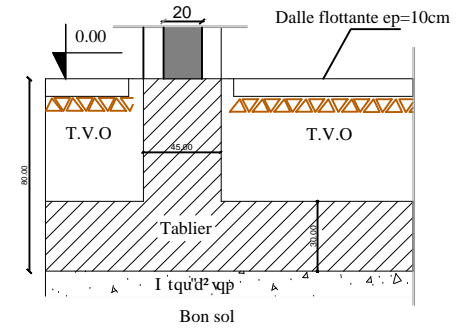


# TABLIER

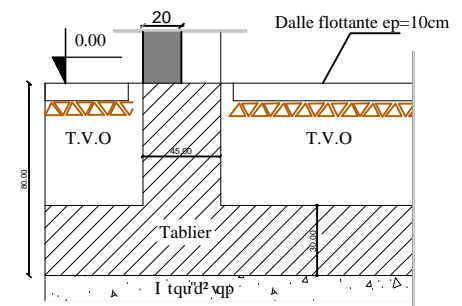
## Coupe 1-1

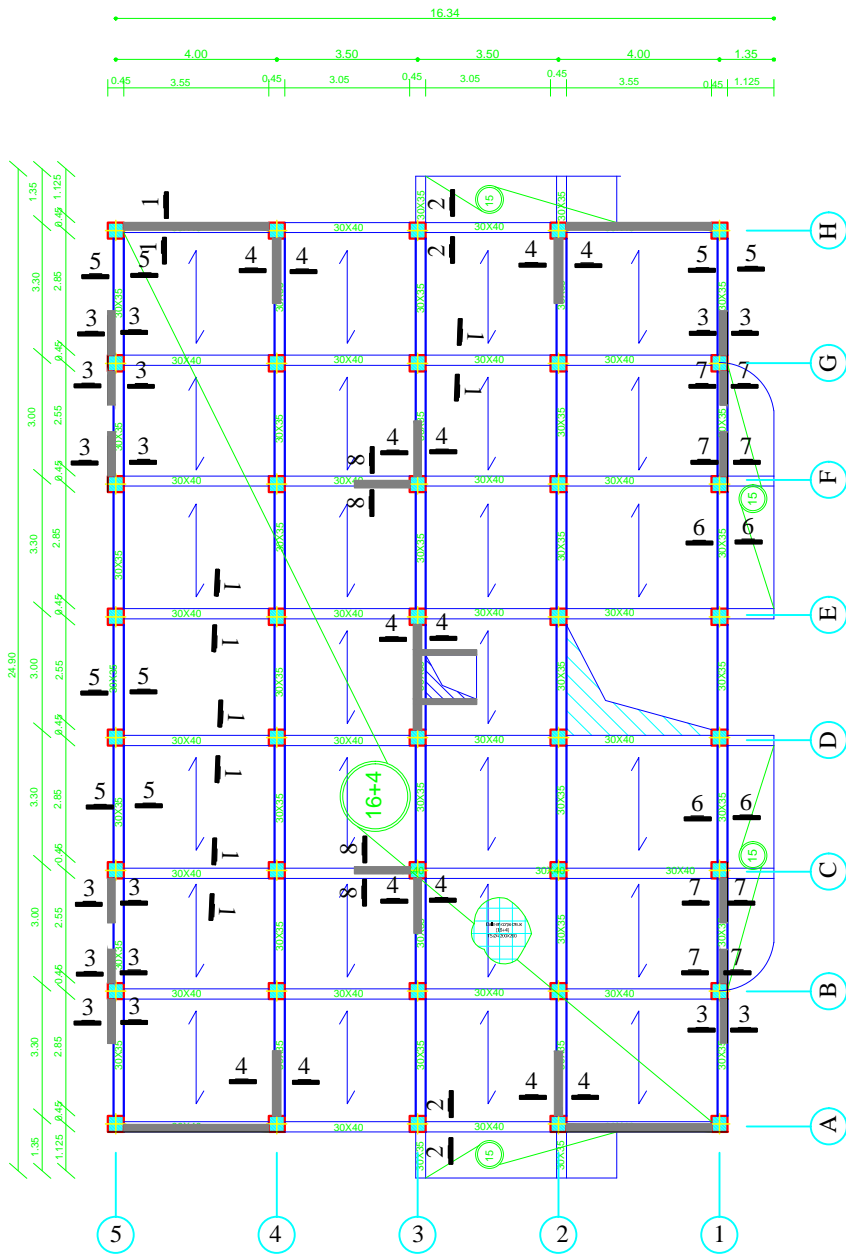


## Coupe 2-2

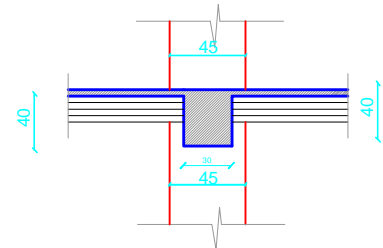


## Coupe 3-3

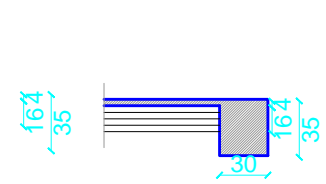




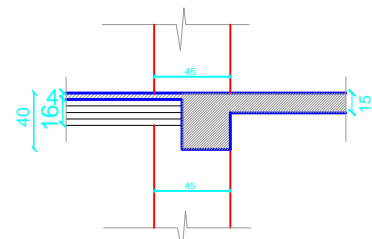
Coupe 1-1



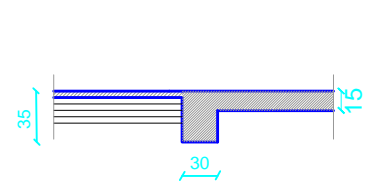
Coupe 5-5



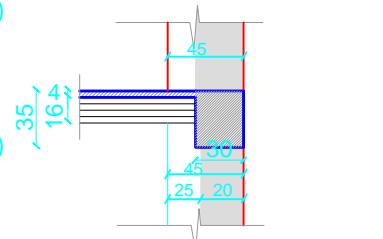
Coupe 2-2



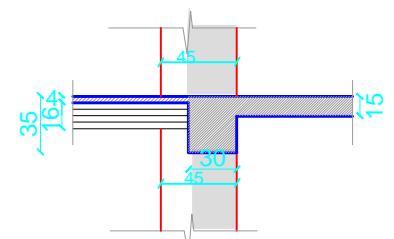
Coupe 6-6



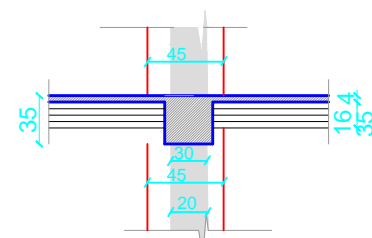
Coupe 3-3



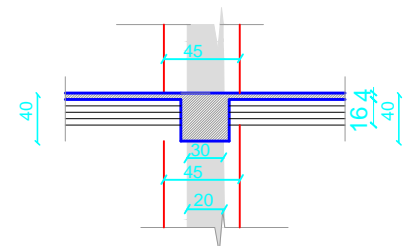
Coupe 7-7



Coupe 4-4

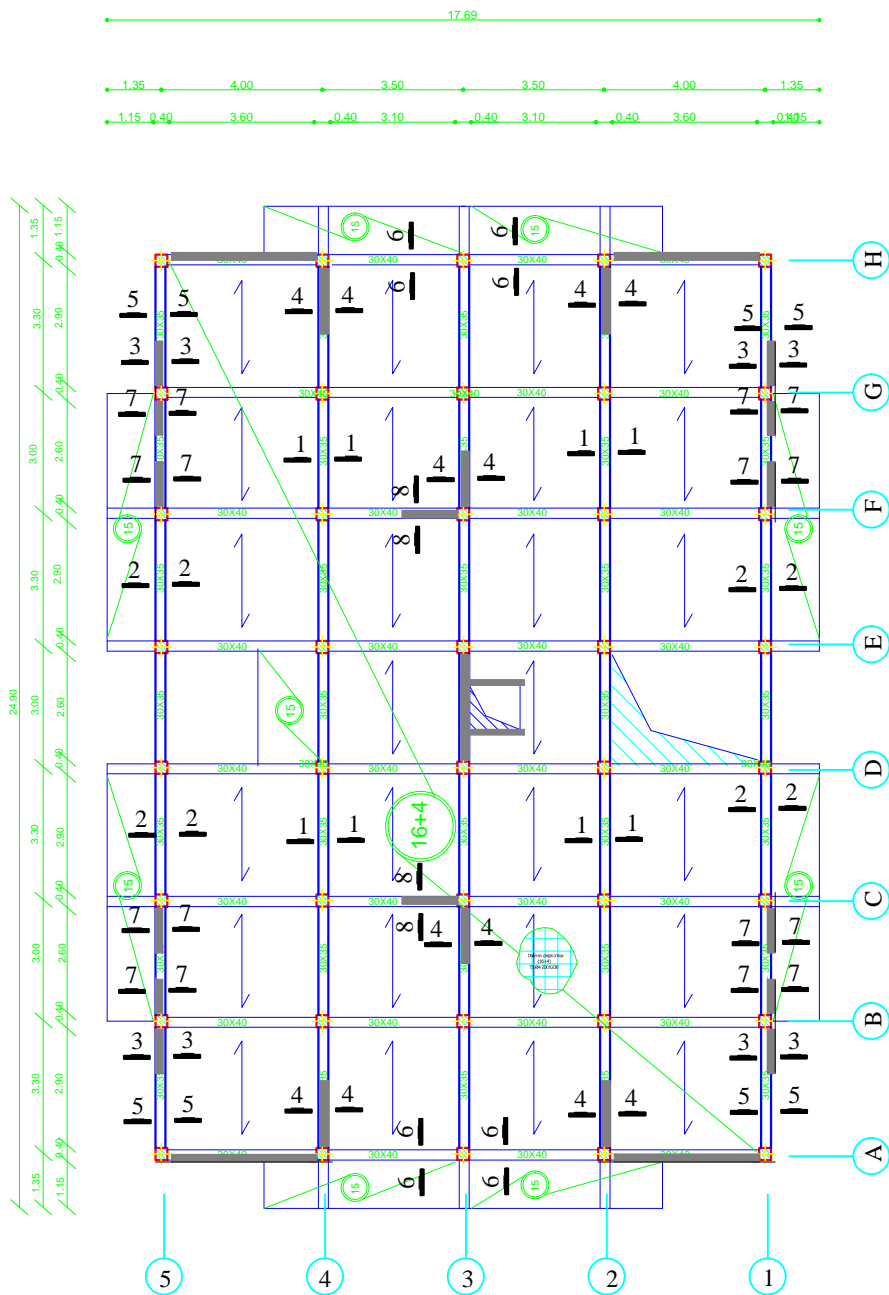


Coupe 8-8

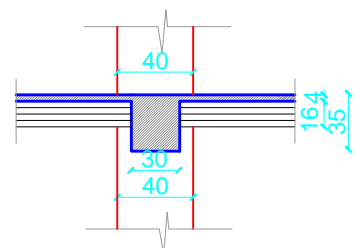


|  |                               |
|--|-------------------------------|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE<br>UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU<br>FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION<br>DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL |                               |
| ETUDE PAR:<br>Mf OUNNADI SALAH<br>Mr MOKRANI KARIM<br>Mr MEHANI SAID   | TITRE<br>PLAN DE COFFRAGE RDC |
| DIRIGE PAR:<br>Mme. IDRES  | PROMOTION 2012                |

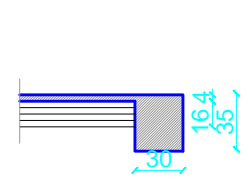




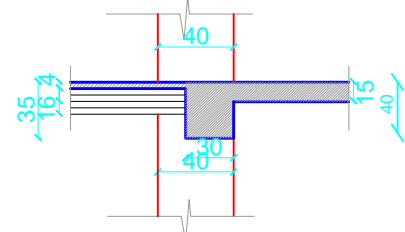
Coupe 1-1



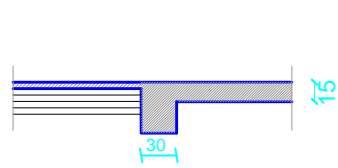
Coupe 5-5



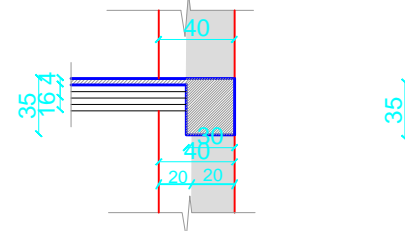
Coupe 2-2



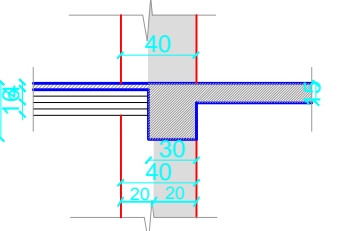
Coupe 6-6



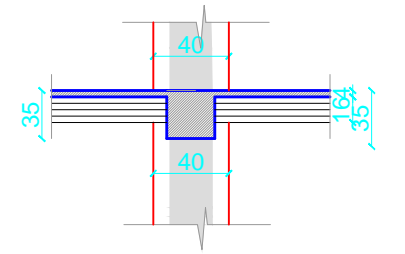
Coupe 3-3



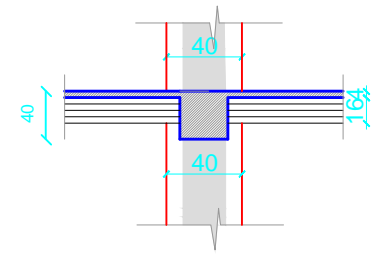
Coupe 7-7



Coupe 4-4

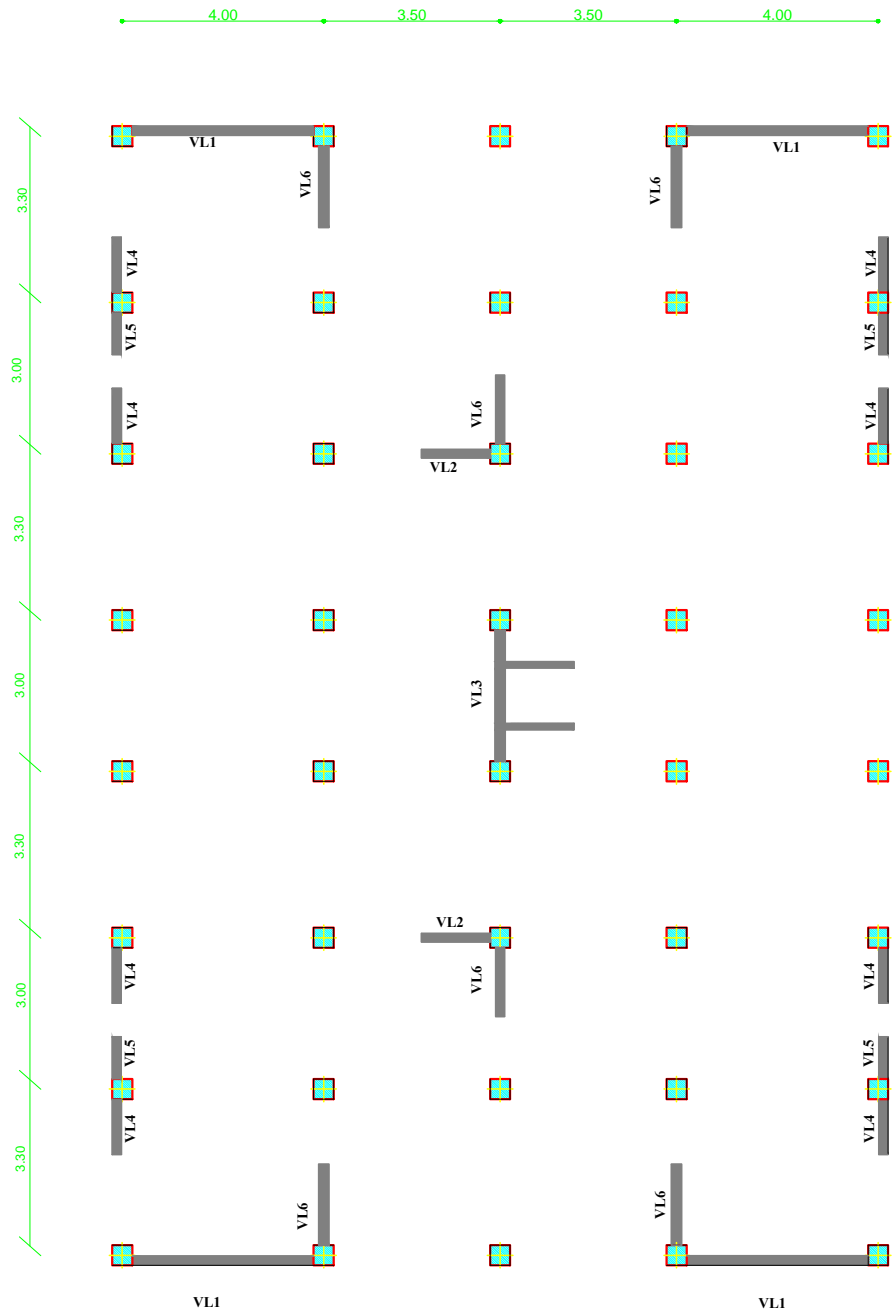


Coupe 8-8



|   |   |
|---|---|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE<br>UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI OUZOU<br>FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION<br>DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL |   |
| <b>ETUDE PAR:</b><br>Mr OUNNADI SALAH<br>Mr MOKRANI KARIM<br>Mr MEHANI SAID   | <b>TITRE</b><br>ΟΥΔΟΥΑΘΟΩΝΥΣΑΡΟΡΟΪΑΓΕΗ ΑαΑι ^ |
| <b>DIRIGE PAR:</b><br>Mme. IDRES  | PROMOTION 2012                                |





|   |  |
|---|--|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE<br>UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU<br>FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION<br>DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL |  |
| ETUDIE PAR:<br>Mr OUNNADI SALAH<br>Mr MOKRANI KARIM<br>Mr MEHANI SAID   | TITRE<br><b>REPARTITION DES VOILES</b> |
| DIRIGE PAR:<br>Mme. IDRES   | PROMOTION 2012                         |

# Sommaire

|   |     |
|---|-----|
| Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....                       | 1   |
| Chapitre II : Caractéristique des matériaux.....                  | 5   |
| • Béton.  |     |
| • Acier.  |     |
| Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments.....              | 13  |
| III.1. Introduction   |     |
| III.2. Les planchers.   |     |
| III.3. Les poutres.   |     |
| III.4. Les voiles.  |     |
| III.5. Les poteaux.   |     |
| Chapitre IV : Calcul des éléments .....                           | 25  |
| IV.2. l'acrotère  |     |
| IV.3. La salle machine.   |     |
| IV.4. Le balcon   |     |
| IV.5. Les escaliers.  |     |
| IV.6. La poutre palière   |     |
| IV.7. Les planchers.  |     |
|   |     |
| Chapitre V : Présentation du logiciel ROBOT.....                  | 85  |
| Chapitre VI : Définition des données à introduire dans ROBOT..... | 109 |
| Chapitre VII : Exploitation des résultats .....                   | 114 |
| Chapitre VIII : Ferrailage des poutres .....                      | 125 |
| Chapitre IX : Ferrailage des poteaux .....                        | 134 |
| Chapitre X : Ferrailage des voiles .....                          | 146 |
| Chapitre XI : Etude de l'infrastructure .....                     | 160 |
| Chapitre XII : Calcul du mur plaque.....                          | 183 |
| Conclusion.   |     |

# *Chapitre 1*

## *Présentation de l'ouvrage*

## I.1. Introduction :

Le projet en question consiste à l'étude et au calcul des éléments résistants d'un bâtiment en (R+9) à usage d'habitation, commercial et service .

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

## I.2. La zone d'implantation :

Notre immeuble est classé comme ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2) sera implanté à **TIZI-OUZOU** classé par **le RPA99 version 2003** comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

## I.3. Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- Longueur totale..... 24,90 m.
- Largeur totale..... 18,20 m.
- Hauteur totale (y compris l'acrotère)..... 34,15 m.
- Hauteur du RDC..... 04,08 m.
- Hauteur d'étage courant..... 03,06 m.
- Hauteur de l'acrotère..... 0,60 m.

## I.4. Eléments de l'ouvrage :

### I.4.1. Ossature :

L'ossature est composée de portique transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre les charges et les surcharges verticales et d'un ensemble de voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), servant de contreventement vis-à-vis des charges horizontales.

### I.4.2. Planchers :

Les planchers sont des éléments longitudinaux limitant les différents niveaux d'une construction. Notre bâtiment comporte deux types de planchers (corps creux et dalle pleine). Les planchers des étages courants sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

Le plancher terrasse est inaccessible, comportera un système complexe d'étanchéité multicouche en forme de pente de 1,5% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

Ils assurent deux fonctions principales :

➤ **Fonction de résistance mécanique :**

Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leurs poids propres et les surcharges, et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

➤ **Fonction d'isolation :**

Les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages. Dans notre cas, on a des planchers à corps creux avec une dalle de compression.

Les dalles pleines en béton armé sont prévues pour les balcons et le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur), les autres planchers sont en corps creux.

### **I.4.3. Maçonnerie :**

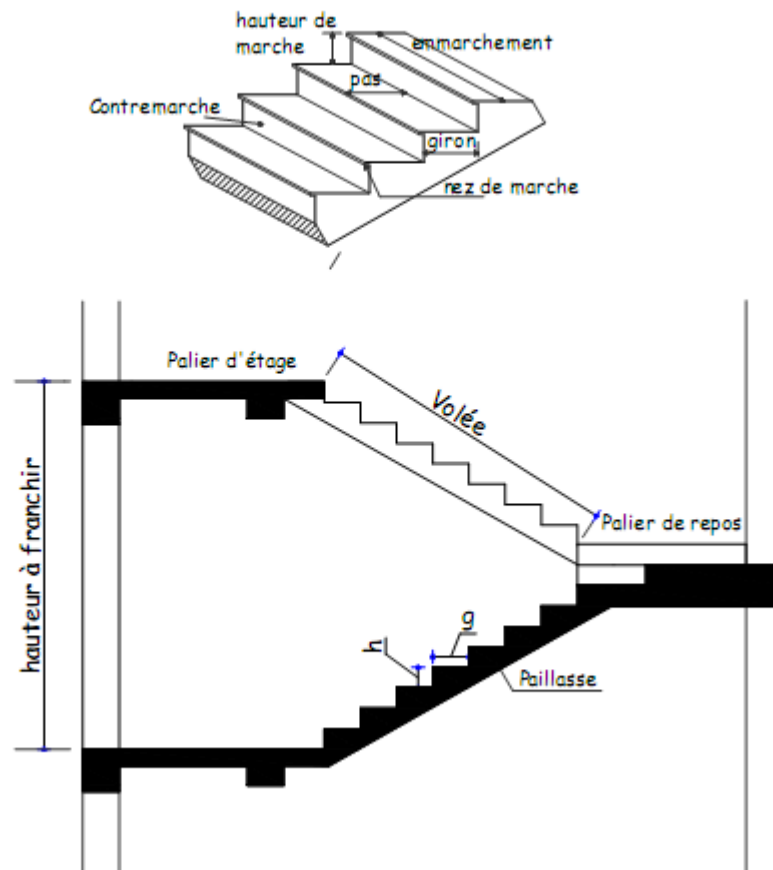
- **Murs extérieurs** : ils seront en double cloison de briques creuses de **10cm** séparés par une lame d'air de **5cm**.
- **Murs intérieurs**: ils seront en simple cloison de **10cm**.

### **I.4.4. Revêtements :**

- Horizontal :
- Carrelage pour les planchers et escaliers.
- Vertical :
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Plâtre et enduits pour les cloisons et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs de façades.

### **I.4.5. Escaliers :**

Le bâtiment dispose d'une cage d'escalier qui permet l'accès d'un niveau à un autre, elle est constituée de deux volets et un palier de repos, la réalisation s'effectuera par étage (**figure 1.1**).



**Fig. I .1). Caractéristiques d'un escalier.**

#### **I.4.6. Les fondations :**

Par leur position et leur fonction stabilisatrice dans la structure, elles constituent une partie importante de l'ouvrage. C'est une liaison directe entre la structure et le sol. Elles assurent aussi la transmission des charges et surcharges au sol.

Leur choix dépend du type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

#### **I.4.7. Coffrage :**

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

#### **I.4.8. Cage d'ascenseur :**

Le bâtiment comporte un ascenseur, sa cage sera réalisée en voile.

**I.4.9. L'acrotère :**

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur.

**I.5. La réglementation utilisée :**

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles :

- **BAEL 91** (Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).
- **RPA 99 modifié 2003** (Règles parasismiques algériennes).
- **DTR-BC-2.2** (Charges et surcharges d'exploitation).
- **CBA 93**

**I.6. Etats limites :**

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément aux règlements **BAEL 91** (béton armé aux états limites) basé sur la théorie des états limites.

➤ **États limites ultime (ELU) :**

Correspondent à la valeur maximale de capacité portante de la construction soit:

- Equilibre statique
- Résistance de l'un des matériaux : concerne la non rupture des différents éléments résistants de l'ouvrage.
- stabilité de forme.

➤ **États limite de service (ELS) :**

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

- Etats limites de service vis-à-vis de la compression du béton.
- Etats limites d'ouverture des fissures.
- Etats limites de déformation des éléments porteurs.

# *Chapitre 11*

## *Caractéristique des matériaux*

**II.1. Introduction:**

Les matériaux sont l'ensemble des matières et produits consommables mis en œuvre sur les chantiers de construction.

Notre bâtiment sera réalisé avec une multitude de matériaux, mais, les deux matériaux les plus dominants et les plus importants dans la résistance sont le béton et les aciers.

Ils sont choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé BAEL 91, et au règlement RPA99 (version 2003) en vigueur en Algérie.

**II.2. Le béton :**

Est un matériau constitué par un mélange de : ciment, de granulats (sable et gravier), d'adjuvants et de l'eau. Il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite **valeur caractéristique requise** (ou spécifiée). Celle-ci, notée **fc<sub>28</sub>**.

A titre indicatif le dosage courant par 1m<sup>3</sup> est comme suite :

- Granulat (sable  $\Phi \leq 5\text{mm}$ , gravier  $5 \leq \Phi \leq 25\text{mm}$ ).
- Gravions : 800L
- Sable : 400L
- Ciment : 300à400Kg /1m<sup>3</sup> de classe CPA 325 (ciment portland artificiel 325).
- 150 à 200L d'eau.

**II.2.1. Résistance caractéristique du béton :**

**A) A la compression :**

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté (**fc<sub>28</sub>**). Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge <28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} fc_j = \frac{J}{(4.76+0.83J)} fc_{28} \quad \text{pour } fc_{28} \leq 40\text{Mpa} \dots\dots\dots (\text{Art 2-1 11.BAEL91}) \\ fc_j = \frac{J}{1.4+0.95J} fc_{28} \quad \text{pour } fc_{28} \geq 40\text{Mpa}. \end{array} \right.$$

Et pour notre projet on adoptera **fc<sub>28</sub>=25Mpa**.

**B) A la traction :**

Le béton est caractérisé par une très faible résistance à la traction, de l'ordre de 10%de la résistance à la compression ; elle est définit comme suite :

$$ft_j = 0.6 + 0.06 fc_j \dots\dots\dots (\text{art A-2.1.12 BAEL91})$$

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

**II.2.2. Module de déformation longitudinale :**

On distingue deux modules de déformations longitudinales :

**A) Déformation instantanée :**

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures (chargement de courte durée), il résulte un module égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour  $j=28$ jours et  $f_{c28} = 25$  Mpa  $\rightarrow$   **$E_{i28} = 32\ 164,2$  Mpa**

**B) déformation différée :**

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

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

Pour  $j=28$ jours et  $f_{c28} = 25$  Mpa  $\rightarrow$   **$E_{v28} = 10\ 818,86$  Mpa**

**II.2.3. Le module de déformation transversale :**

Le module de déformation transversale noté "G" et donnée par la formule suivante :

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

Avec :

$\nu$  : Coefficient de poisson.

E : Module de Young.

**II.2.4. coefficient de poisson :**

C'est le rapport des déformations relatives transversales et longitudinales, il sera pris égal à:

- $\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \quad \longrightarrow \text{pour le calcul des sollicitations (ELU).} \\ \nu = 0,2 \quad \longrightarrow \text{pour le calcul des déformations (ELS).} \end{array} \right.$

**II.2.5. les états limites :**

On définit les états limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour les quels une structure est calculée.

**A) Etat limite ultime (ELU):**

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante vis à vis de l'équilibre statique, de la résistance de l'un des matériaux et de la stabilité de forme.

La contrainte limite du béton à l'ELU est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ [Mpa]} \dots\dots\dots \text{(Art A.4.3.41 BAEL91)}$$

Avec:

$$\Rightarrow \gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{en situation courante.} \\ 1.15 & \text{en situation accidentelle.} \end{cases}$$

- $\gamma_b$  : coefficient de sécurité
  - $\theta$  : coefficient de durée d'application de la combinaison d'action
- $$\Rightarrow \theta = \begin{cases} 1 & \text{si } j > 24 \text{ h} \\ 0.9 & \text{si } 1 < j < 24 \text{ h} \\ 0.85 & \text{si } j < 1 \text{ h} \end{cases}$$

j : durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

D'où : 
$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ Mpa}$$

**B) Etat limite de service(ELS) :**

Il constitue les frontières au delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de l'un de ses éléments ne sont pas satisfaites concernant par exemple l'ouverture excessive des fissures, les déformations excessives des éléments porteurs, les vibrations inconfortables pour les usagers, etc...

La contrainte de compression du béton est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ [Mpa]} \dots\dots\dots \text{(art A.4.5.2 BAEL91)}$$

D'où :  $\sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

**II.2.6. Diagramme contraintes-déformations du béton :**

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

**A) A l'état limite ultime (ELU) :**

La relation contrainte - déformation est illustrée dans la figure (II-1).

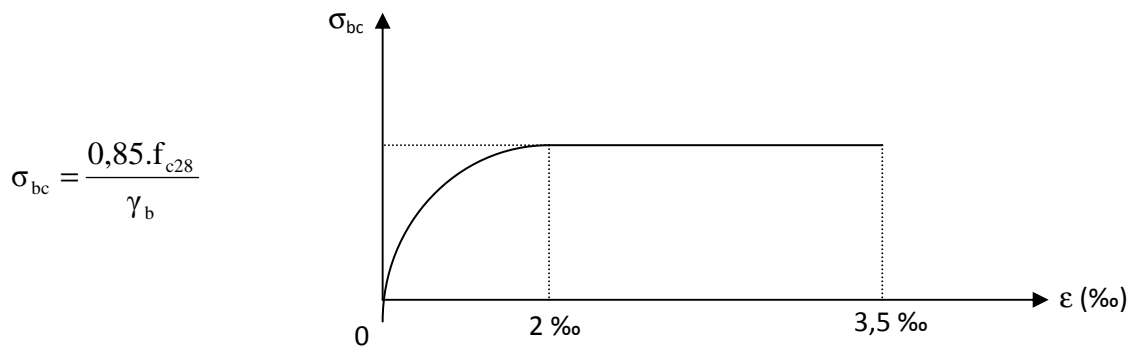


Fig. II -1): Diagramme parabo-rectangle.

Le diagramme est constitué :

- ❖ D'un tronç de courbe parabolique et la déformation relative limitée à  $2\text{‰}$  (état élastique) où  $0 \leq \epsilon_{bc} \leq \epsilon_{bc1} = 2\text{‰}$
- ❖ D'une partie rectangle (état plastique) où  $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq \epsilon_{bc2} = 3,5\text{‰}$

**B) A l'état limite de service(ELS) :**

Le béton est considéré comme élastique et linéaire la relation contrainte – déformation est illustré dans la figure (II-2) :

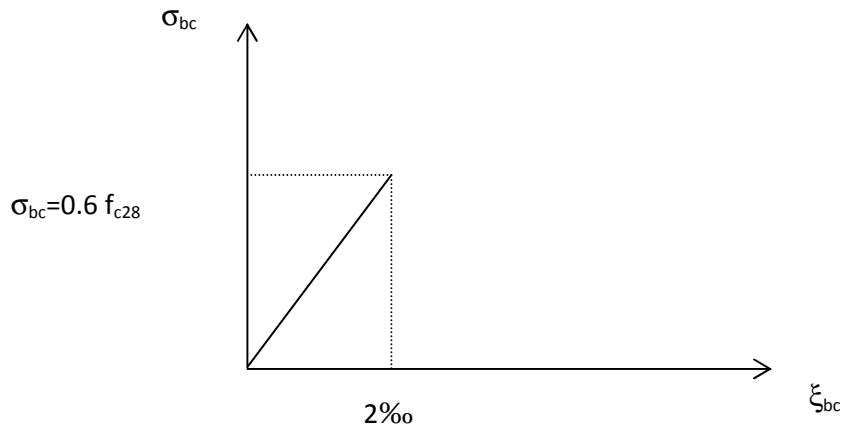


Fig. II .2) : Diagramme de contrainte- déformation (à L'ELS).

**II.2.7. Contrainte tangente conventionnelle :**

Donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d_{bc}} \dots\dots\dots (\text{Art A.5.1 BAEL91})$$

Elle ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- ❖  $\tau_u = \min(0.13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa})$ : pour les fissurations peu nuisible.
- ❖  $\tau_u = \min(0.10 f_{c28} ; 4 \text{ Mpa})$ : pour les fissurations préjudiciable ou très préjudiciable

### II.3. Les aciers :

Les aciers se distinguent la nuance et leur état de surface (barres lisses ou haute adhérence). Deux grands types d'armatures sont disponibles sur le marché : les ronds lisses (RL) et les armatures à haute adhérence (HA). Quand les armatures sont soudées entre elles sous forme de quadrillage elles forment le panneau de treillis soudé.

Dans le présent projet, on utilise 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant:

| Type d'acier       | Nomination                                | Symbole | Limite d'élasticité Fe en MPa | Résistance à la Rupture | Allongement relatif à la Rupture [%] | Coefficient de fissuration | Coefficient de scellement $\psi$ |
|--------------------|---|---------|-------------------------------|-------------------------|--------------------------------------|----------------------------|----------------------------------|
| Aciers en Barre    | Rond lisse FeE235                         | R L     | 235                           | 410-490                 | 22‰                                  | 1                          | 1                                |
|                    | Haute adhérence FeE400                    | H A     | 400                           | 480                     | 14‰                                  | 1,6                        | 1,5                              |
| Aciers en treillis | Treillis soudé (T S) TL 520( $\Phi < 6$ ) | T S     | 520                           | 550                     | 8‰                                   | 1,3                        | 1                                |

#### II.3.2. Diagramme contrainte déformation de l'acier :

Le diagramme contrainte déformation à considérer pour les justifications aux états limites ultimes de résistance est conventionnellement défini par :

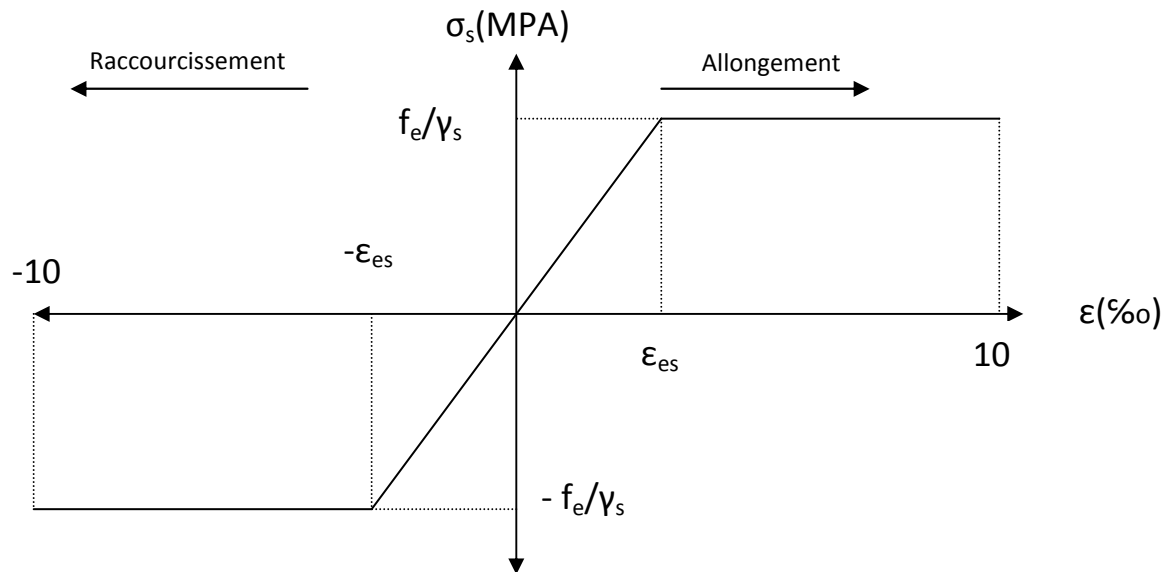


Fig. II .3 : Diagramme contraintes- déformations de l'acier

### II.3.3. Module d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité longitudinale E, sera pris égale à :

$$E = 200000 \text{ MPa} \quad (\text{Art.A.2.2, 1 BAEL91})$$

### II.3.4. Coefficient de poisson des aciers

Le coefficient de poisson  $\nu$  pour les aciers est pris égal à 0,3.

### II.3.5. contrainte limite de l'acier :

#### A) Etat limite ultime :

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par (art A.4.3.2 BAEL91)

$$\sigma_{st} = \frac{f_c}{\gamma_s} .$$

Où  $\gamma_s$  : coefficient de sécurité

$$\left\{ \begin{array}{ll} \gamma_s = 1.15 & \text{en situation durable.} \\ \gamma_s = 1.00 & \text{en situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

- Les valeurs obtenues pour notre cas sont:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = 348 \text{MPa} \text{ pour les HA400.} \\ \sigma_{st} = 204.45 \text{MPa} \text{ pour les RL.} \\ \sigma_{st} = 452.17 \text{MPa} \text{ pour les Treillis Souder.} \end{array} \right.$$

**B) Etat limite de service (ELS) :**

Il est nécessaire de limiter les ouvertures des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles du **BAEL91**. On distingue trois cas de fissurations :

**a. Fissurations peu nuisibles : (art 4.5.3.2 BAEL91)**

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

**b. Fissurations préjudiciables : (art 4.5.3.2 BAEL91)**

Cas des éléments exposés aux intempéries. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \text{ [MPa]}$$

Avec :  $\eta$  coefficient de fissuration égal à

|          |                                 |
|----------|---------------------------------|
| 1.....   | pour les <i>rl</i>              |
| 1.6..... | pour les HA si $\phi \geq 6$ mm |
| 1.3..... | pour les HA si $\phi < 6$ mm    |

- Les valeurs obtenues sont:

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{st} = \min \{156,66 ; 159,40\} \text{MPa pour les } rl \\ \bar{\sigma}_{st} = \min \{266,66 ; 201,63\} \text{MPa pour les HA400 } \phi \geq 6 \text{mm} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min \{266,66 ; 181,75\} \text{MPa pour les HA400 } \phi < 6 \text{mm} \end{array} \right.$$

**c. Fissurations très préjudiciables : (art 4.5.3.4 BAEL91)**

Cas d'un milieu agressif ou doit être assurée une étanchéité. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \text{ [MPa]}$$

Avec :  $\eta$  coefficient de fissuration égal à :

|          |             |
|----------|-------------|
| 1.....   | pour les RL |
| 1.6..... | pour les HA |

- Les valeurs obtenues sont:

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{st} = \min \{156,66 ; 159,40\} \text{MPa pour les RL} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min \{266,66 ; 201,63\} \text{MPa pour les HA400} \end{array} \right.$$

**II.3.6 Protection des armatures : (art A.7.2.4 BAEL91)**

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

- $C \geq 5 \text{ cm}$  Pour les éléments exposés aux atmosphères très agressifs.
- $C \geq 3 \text{ cm}$  Pour les éléments soumis à des actions agressives ou des intempéries.
- $C \geq 1 \text{ cm}$  Pour des parois situées dans les locaux non exposés à la condensation.

## *Chapitre III*

### *Pré dimensionnement des éléments*

### III.1. Introduction:

Le pré dimensionnement des éléments permet d'avoir de façon général l'ordre de grandeur des sections de la structure pour laquelle on réfère aux règles de pré dimensionnement **RPA99 version 2003**

### III.2. Les planchers en corps creux :

La hauteur des planchers a corps creux de notre bâtiment, compte tenu de la description au chapitre « I » sera donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

Avec :

$h_t$  : épaisseur de la dalle.

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

Dans notre cas on a :  $L_{max} = 330 - 30 = 300$

$$L_{max} = 300 \text{ cm.}$$

On aura donc :

$$h_t \geq 300 / 22,5 \rightarrow h_t \geq 13,33$$

On prend  $h_t = 20 \text{ cm.}$

On adoptera une hauteur normalisée de  $h_t = 20 \text{ cm}$ , soit un plancher (16+4) cm, dont 16 cm qui est la hauteur du corps creux et 4 cm c'est la hauteur de la table de compression.

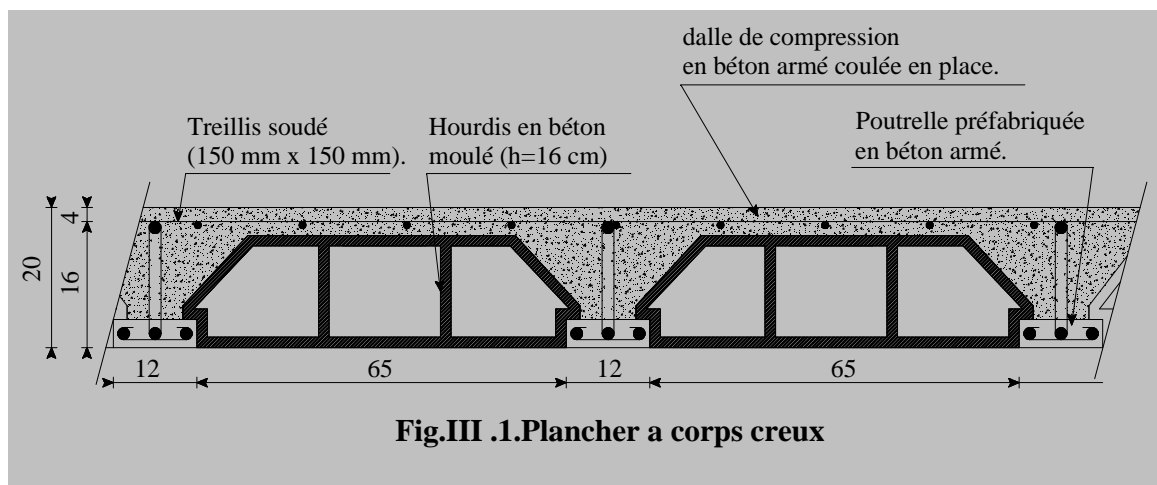


Fig.III .1.Plancher a corps creux

**III.2.1 la dalle pleine :**

L'épaisseur de la dalle pleine (qui repose sur quatre appuis) pour la salle des machines de l'ascenseur est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq l_x/30.$$

avec :  $e_p$  : épaisseur de la dalle.

$l_x$  : portée libre.

On aura donc :

$$e_p \geq 320/30 \rightarrow e_p = 10,66$$

Vue l'importance des charges que va reprendre la dalle, on adoptera une épaisseur de **15 cm**.

**III.3. les poutres :**

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad \text{Et} \quad 0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t.$$

Ainsi que les trois conditions imposées par le règlement parasismique algérien (RPA 99)

C'est-à-dire qu'en zone (IIa) :

- |  |   |                    |
|--|---|--------------------|
| <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Largeur: <math>b \geq 20\text{cm.}</math></li> <li>2. Hauteur: <math>h \geq 30\text{cm.}</math></li> <li>3. Le rapport : <math>\frac{h}{b} \leq 4.</math></li> </ol> | } | (RPA99. Art 7.5.1) |
|--|---|--------------------|

**A) poutres principales :**

Dans un premier temps on suppose des poteaux de (30cm x 30cm).

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

$$370/15 \leq h \leq 370/10 \rightarrow 24,66 \leq h \leq 37 \quad [\text{cm}].$$

On adoptera : **h = 35 cm**.

$$0,4 h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 14 \leq b \leq 24,5 \quad [\text{cm}].$$

Pour des raisons architecturales (éviter les arêtes), ainsi la facilité de mise en œuvre du coffrage, on est amené à adopter la valeur de « **b = 25 cm** », supérieur un

peu à sa fourchette. Quant aux exigences du (RPA 99), on constate qu'elles sont toutes vérifiées.

### B) les poutres secondaires :

$$L = 330 - 30 = 300 \text{ cm.}$$

On adoptera: **h = 30 cm.**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \quad \rightarrow \quad 12 \leq b \leq 21 \quad [\text{cm}].$$

Pour des raisons architecturales (éviter les arêtes), ainsi la facilité de mise en œuvre du coffrage, on est amené à adopter la valeur de « **b = 25 cm** », supérieur un peu à sa fourchette. Quant aux exigences du (RPA 99), on constate qu'elles sont toutes vérifiées.

### Conclusion :

Les sections adoptées pour les poutres sont comme suites :

- Les poutres principales : (25x35) cm<sup>2</sup>.
- Les poutres secondaires : (25x30) cm<sup>2</sup>.

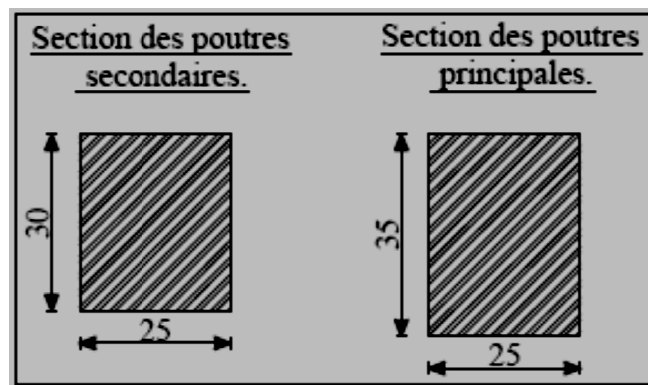


Fig. III.2) sections des poutres secondaires et principales.

### III.4 les voiles :

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

Selon le RPA 99 addenda 2003, Art 7.7.1 ; sont considérés comme voiles, les éléments satisfaisant la condition suivante:  $L \geq 4 \text{ ep}$ .

**Avec :** ep : épaisseur des voiles

L : portée min des voiles.

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

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

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$\text{donc : } h_e/20 = 286/20 = 14,30 \text{ cm.} \rightarrow e_p \geq 14,3 \text{ on prend : } \mathbf{e_p = 20 \text{ cm.}}$$

$$\text{Pour la portée min des voiles } L \text{ on a : } L \geq 4 \times 20 \rightarrow \mathbf{L \geq 80 \text{ cm.}}$$

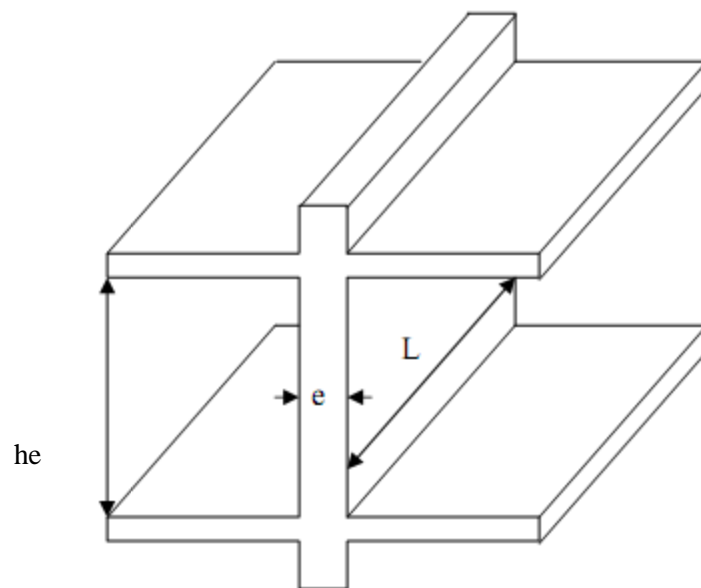


Fig.III.3). Coupe de voile en élévation.

### III.5 les poteaux :

Les poteaux seront pré dimensionnés à l'état limite de service en compression simple, tout en supposant que c'est le béton seul qui reprend l'effort normal  $N_s$ .

L'effort  $N_s$  sera déterminé (une fois que le poteau le plus sollicité soit repéré) avec la descente de charge, en tenant compte de la proposition des plans d'architecture et des limites imposées par le (RPA 99 modifié 2003).

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$B \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{bc}}$$

B : Section du poteau, et  $N_s = G+Q$ .

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$\overline{\sigma}_{bc}$  : Contrainte admissible du béton à l'ELS.

**III.5.1 Détermination des charges et surcharges :**

**a) Charges permanentes (G) :**

❖ Plancher terrasse :

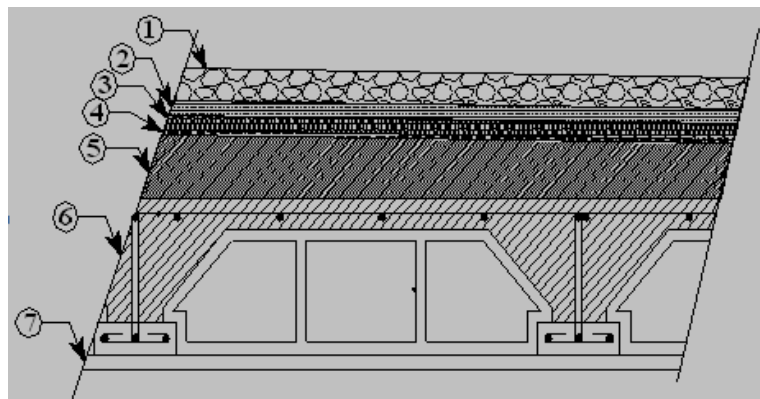


Fig.III.4) : coupe du Plancher terrasse.

| N° | Désignation de l'élément | L'épaisseur (cm) | (KN/m <sup>2</sup> /cm) | Le poids (KN/m <sup>2</sup> ) |
|----|--------------------------|------------------|-------------------------|-------------------------------|
| 1  | Couche de gravillon      | 4                | 0.2                     | 0.8                           |
| 2  | Etanchéité multicouche   | 2                | 0.12                    | 0.24                          |
| 3  | Isolation thermique      | 2                | 0.8                     | 0.16                          |
| 4  | Feuille papier kraft     | 0.5              | 0.02                    | 0.01                          |
| 5  | Forme de pente           | 7                | 0.24                    | 1.68                          |
| 6  | Plancher en corps creux  | 16+4             | /                       | 2.80                          |
| 7  | Enduit de plâtre         | 2                | 0.1                     | 0.2                           |
|    |                          |                  | <b>G</b>                | <b>5.89</b>                   |

Tableau III.1 : Charges permanentes (G) Plancher terrasse.

❖ Plancher d'étage courant :

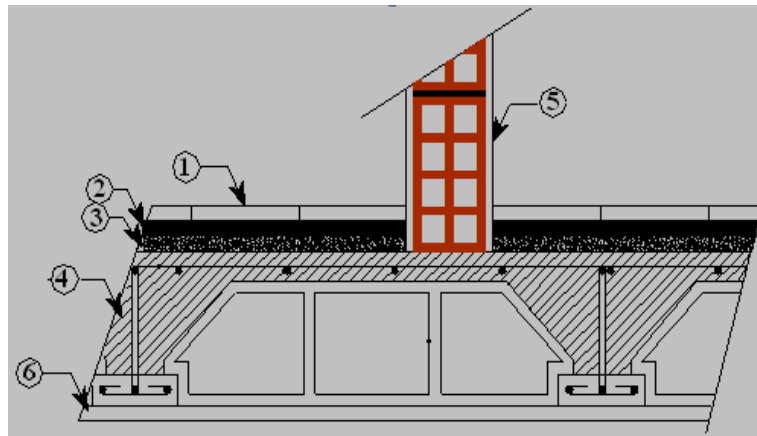


Fig.III.5): coupe du Plancher d'étage courant

| N°       | Désignation de l'élément     | L'épaisseur (cm) | (KN/m <sup>2</sup> /cm) | Le poids (KN/m <sup>2</sup> ) |
|----------|------------------------------|------------------|-------------------------|-------------------------------|
| 1        | -Revêtement de carrelage     | 2                | 0.22                    | 0,44                          |
| 2        | mortier de pose              | 2                | 0.22                    | 0.44                          |
| 3        | -Couche de sable             | 3                | 0.17                    | 0,51                          |
| 4        | - Plancher en corps creux    | 20               | /                       | 2,80                          |
| 5        | - Les cloisons de séparation | 10               | /                       | 0,9                           |
| 6        | -Enduit de plâtre            | 2                | 0.1                     | 0,20                          |
| <b>G</b> |                              |                  |                         | <b>5,29</b>                   |

Tableau III.2 : Charges permanentes (G) du Plancher d'étage courant.

❖ Maçonnerie :

a) Murs extérieurs :

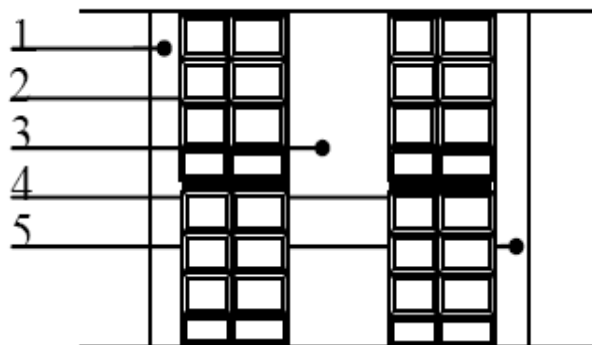


Fig. III.6.A) Coupe verticale d'un mur extérieur.

| N°       | Désignation de l'élément | L'épaisseur (cm) | (KN/m <sup>2</sup> /cm) | Le poids (KN/m <sup>2</sup> ) |
|----------|--------------------------|------------------|-------------------------|-------------------------------|
| 1        | Enduit ciment            | 2                | 0.22                    | 0,44                          |
| 2        | Brique creuse            | 10               | /                       | 1.2                           |
| 3        | Lame d'air               | 5                | /                       | 0,00                          |
| 4        | Brique creuse            | 10               | /                       | 1,20                          |
| 5        | Enduit plâtre            | 2                | 0.05                    | 0,1                           |
| <b>G</b> |                          |                  |                         | <b>2,94</b>                   |

Tableau III.3.A : Charges permanentes (G) du mur extérieur.

b) Murs intérieurs :

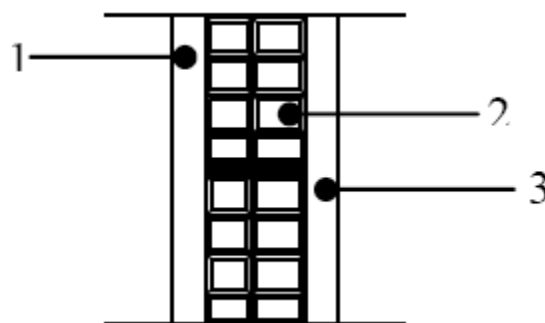


Fig.III.6.B) Coupe verticale d'un mur intérieur

| N°       | Désignation de l'élément | L'épaisseur (cm) | (KN/m <sup>2</sup> /cm) | Le poids (KN/m <sup>2</sup> ) |
|----------|--------------------------|------------------|-------------------------|-------------------------------|
| 1        | Enduit plâtre            | 2                | 0.22                    | 0.1                           |
| 2        | Brique creuse            | 10               | /                       | 1,20                          |
| 3        | Enduit plâtre            | 2                | 0.22                    | 0,1                           |
| <b>G</b> |                          |                  |                         | <b>1,4</b>                    |

Tableau III.3.B : Charges permanentes (G) d'un mur intérieur.

B) Surcharges d'exploitations (Q):

| Elément                        | Surcharges (KN/ml) |
|--------------------------------|--------------------|
| Plancher terrasse inaccessible | 1,00               |
| Plancher d'étage courant       | 1,50               |
| Plancher commercial            | 2,50               |
| Balcons                        | 3,50               |
| Escalier                       | 2,50               |
| Acrotère                       | 1,00               |

Tableau III.4. Surcharges d'exploitations (Q) des éléments.

III.6 Descente de charges :

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations. D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile), appelées surfaces d'influence.

III.6.1 Calcul de l'effort normal :

Le poteau le plus sollicité dans notre structure est le poteau (B-3).

➤ Surface d'influence revenant au poteau :

$$S = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S = (1,6 \times 1,5) + (1,6 \times 1,35) + (1,85 \times 1,5) + (1,85 \times 1,35) \quad [m]$$

$$S = 9,8325 \text{ m}^2$$

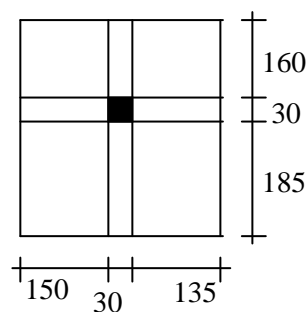


Fig. III.7) Surface d'influence du poteau le plus sollicité.

A) Charges permanentes :

1) Poids des poutres :

❖ Poutres principales :

$$G_{pp} = 0,25 \times 0,35 \times 3,45 \times 25 = 7,55 \text{ KN}$$

❖ Poutres secondaires :

$$G_{ps} = 0,25 \times 0,30 \times 2,85 \times 25 = 5,34 \text{ KN}$$

D'où le poids des poutres est de :

$$G_p = G_{pp} + G_{ps} = 12,89 \text{ KN.}$$

2) Poids des planchers :

❖ Plancher terrasse :

$$G_{pt} = 0,8325 \times 5,89 = 57,91 \text{ KN.}$$

❖ Plancher d'étage courant :

$$G_{pe} = 0,8325 \times 5,29 = 52,014 \text{ KN.}$$

3) Poids des poteaux :

❖ Poteaux d'étages courants de 1 à 8 :

$$G_{pe} = 0,3 \times 0,3 \times 3,06 \times 25 = 6,89 \text{ KN.}$$

❖ Poteau de RDC :

$$G_{p.RDC} = 0,35 \times 0,30 \times 4,08 \times 25 = 9,18 \text{ KN.}$$

**B) Surcharges d'exploitations :**

❖ **Plancher terrasse :**

$$Q_{pt} = 0,8325 \times 1,00 = 0,8325 \text{ KN.}$$

❖ **Plancher d'étage courant :**

$$Q_{pe} = 0,8325 \times 1,50 = 1,24875 \text{ KN.}$$

❖ **Plancher d'étage commercial :**

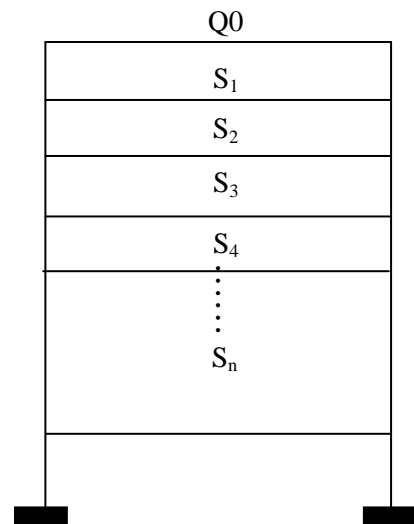
$$Q_{pc} = 0,8325 \times 2,5 = 2,08125 \text{ KN.}$$

**III.6.2) La loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étage :**

Elles s'appliquent aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur tous leurs niveaux. Le nombre minimum de niveau pour tenir compte de la loi de dégression de surcharges est de 5, ce qui est le cas de notre ouvrage.

➤ Coefficients de dégression de surcharges :

$$\begin{aligned} \Sigma_0 &= Q_0 \\ \Sigma_1 &= Q_0 + Q_1 \\ \Sigma_2 &= Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) \\ \Sigma_3 &= Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2 + Q_3) \\ &\vdots \\ &\vdots \\ \Sigma_n &= Q_0 + [(3+n) / 2n] \cdot \Sigma_{i=1}^n Q_i \quad \text{pour } n \geq 5 \end{aligned}$$



| Niveau      | 9 | 8    | 7    | 6    | 5   | 4    | 3     | 2     | 1     | 0    |
|-------------|---|------|------|------|-----|------|-------|-------|-------|------|
| coefficient | 1 | 0.95 | 0.90 | 0.85 | 0.8 | 0.75 | 0.714 | 0.688 | 0.667 | 0.65 |

Tableau III.4. Coefficients de dégression de surcharges

$Q_{terrasse} = Q_0 = \mathbf{09,83 KN}$ .

$Q_9 = Q_0 + Q_1 = \mathbf{24,58 KN}$ .

$Q_8 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = \mathbf{37,86 KN}$ .

$Q_7 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = \mathbf{49,66 KN}$ .

$Q_6 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = \mathbf{59,98 KN}$ .

$Q_5 = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = \mathbf{68,83 KN}$ .

$Q_4 = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = \mathbf{76,21 KN}$ .

$Q_3 = Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = \mathbf{83,55 KN}$ .

$Q_2 = Q_0 + 0,688 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = \mathbf{91,01 KN}$ .

$Q_1 = Q_0 + 0,667 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = \mathbf{104,93 KN}$ .

Tableau III.5. Tableau récapitulatif de la descente de charges.

| NIV | Charges permanentes [KN] |                   |                   |       |           | Charges d'exploitation [KN] |           | Efforts normaux [KN] | Section des poteaux [cm <sup>2</sup> ] |              |
|-----|--------------------------|-------------------|-------------------|-------|-----------|-----------------------------|-----------|----------------------|--|--------------|
|     | Poids des planches       | Poids des poutres | Poids des poteaux | G     | G cumulée | Q                           | Q cumulée | N=Gc+Qc              | S <sub>≥ Nσbc</sub>                    | S adoptées   |
| 9   | 57,91                    | 12,89             | 0,00              | 70,80 | 70,80     | 9,83                        | 9,83      | 80,63                | 53,75                                  | <b>30x30</b> |
| 8   | 52,01                    | 12,89             | 6,89              | 71,79 | 142,59    | 14,75                       | 24,58     | 167,17               | 111,45                                 | <b>30x30</b> |
| 7   | 52,01                    | 12,89             | 6,89              | 71,79 | 214,38    | 14,75                       | 39,33     | 253,71               | 169,14                                 | <b>30x30</b> |
| 6   | 52,01                    | 12,89             | 6,89              | 71,79 | 286,17    | 14,75                       | 54,08     | 340,25               | 226,83                                 | <b>30x30</b> |
| 5   | 52,01                    | 12,89             | 6,89              | 71,79 | 357,96    | 14,75                       | 68,83     | 426,79               | 284,53                                 | <b>35x35</b> |
| 4   | 52,01                    | 12,89             | 6,89              | 71,79 | 429,75    | 14,75                       | 83,58     | 513,33               | 342,22                                 | <b>35x35</b> |
| 3   | 52,01                    | 12,89             | 6,89              | 71,79 | 501,54    | 14,75                       | 98,33     | 599,87               | 399,91                                 | <b>35x35</b> |
| 2   | 52,01                    | 12,89             | 6,89              | 71,79 | 573,33    | 14,75                       | 113,08    | 686,41               | 457,61                                 | <b>35x35</b> |
| 1   | 52,01                    | 12,89             | 6,89              | 71,79 | 645,12    | 14,75                       | 127,83    | 772,95               | 515,30                                 | <b>40x40</b> |
| RDC | 52,01                    | 12,89             | 9,18              | 74,08 | 719,20    | 24,58                       | 152,41    | 871,61               | 581,07                                 | <b>40x40</b> |

**III.7) Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7.4.1 du RPA99) :**

- $M(b;h) = 30cm \geq 25cm \dots\dots\dots$ Vérifiée.
- $Min(b;h) = 25cm \geq h_e / 20 = 286/20 = 14.3cm \dots\dots\dots$ Vérifiée.
- $1/4 < b/h \square = 25 / 25 = 1 < 4 \dots\dots\dots$ Verifiée.
- ❖ Vérification des poteaux au flambement :  
Les poteaux résistent au flambement s'ils répondent à la condition suivante :

$$\lambda = l_f / i \leq 50.$$

Avec :

- $\lambda$  : Élancement du poteau.
- $l_f$  : La longueur de flambement Avec :  $l_f = 0,7 L_0$  (le poteau est encastéré-articulé).
- $i$  : Le rayon de giration. Avec :  $i = \sqrt{I/B}$
- $I$  : Le moment d'inertie. Avec :  $I = bh^3/12$
- $B$  : Section transversale du poteau  $B = h.b$
- $L_0$  : La longueur libre du poteau. Finalement :  $\lambda = 2.42 L_0/i$

|   |             |             |             |
|---|-------------|-------------|-------------|
|   | <b>3,06</b> | <b>3,06</b> | <b>3,40</b> |
| <b>Section des poteaux (cm<sup>2</sup>)</b> | 30x30       | 35x35       | 40x40       |
| <b><math>\lambda</math></b>                 | 24,73       | 21,22       | 20,61       |

Tableau III.5 les valeurs de  $\lambda$ .

**Conclusion** : pas de risque de flambement.

**Remarque :**

Il est recommandé de concevoir des poteaux forts et des poutres moins fortes afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau, ce qui nous a conduit à augmenter la section des poteaux.

## *Chapitre IV*

### *Calcul Des Eléments.*

### IV.1. Introduction:

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être étudiés isolément sous l'effet des seules charges qu'ils leur reviennent. Le calcul se fera conformément aux règles (BAEL 99).

### IV.2. Acrotère :

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, elle sera assimilée à une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse.

Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande d'un mètre soumise à la flexion composée due à son poids propre « G » et à une poussée latérale « Q » due à la main courante provoquant un moment de renversement « Mr » dans la section de l'encastrement.

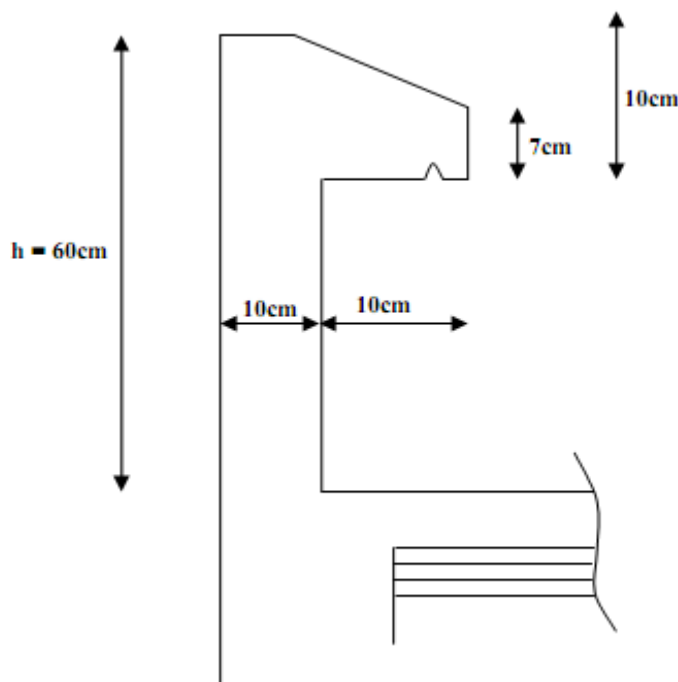


Fig. IV.2.1. Coupe verticale de l'acrotère.

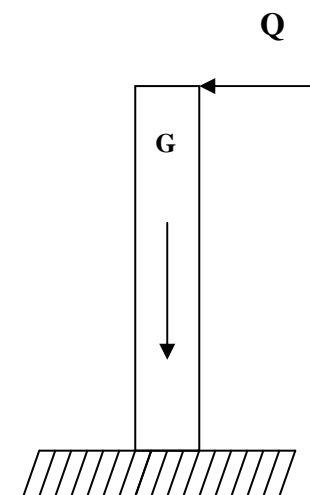


Fig. IV.2.2. Schéma statique de l'acrotère.

#### IV.2.1. Les sollicitations :

- calcul du poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho \times S \quad \text{avec : } \rho : \text{masse volumique du béton.}$$

S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G=25[(0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + (0,03 \times 0,1)/2]=1,712 \text{KN/m.}$$

- calcul de la force sismique :

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

**A** : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage2) →  $A=0.15$  (tableau 4.1 RPA99/VERSION2003).

**C<sub>p</sub>** : Facteur de force horizontale → ( $C_p = 0.8$ )

**W<sub>p</sub>** : le poids de l'acrotère →  $(1,712 \text{KN/m})$  (tableau 6.1 RPA99/VERSION2003).

$$F = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1,712 = 0,821 \text{ KN/m}$$

- surcharge de la main courante:

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

Remarque :  $F_p < Q = 1 \text{KN/m}$  → le calcul avec Q

### IV.2.2. les efforts internes :

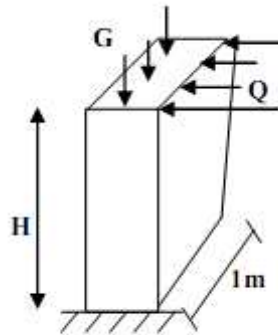


Fig. IV. 2. 3. Schéma statique de l'acrotère.

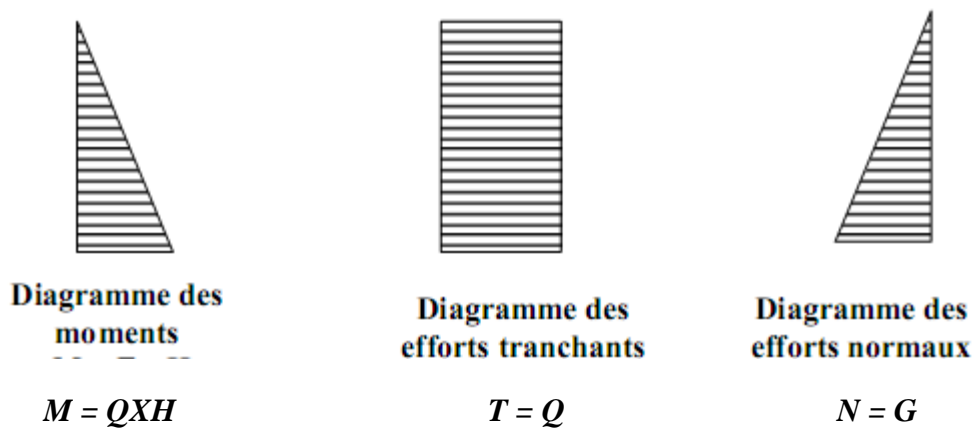


Fig. IV .2.4. Diagrammes des efforts internes.

- $M_{max}=Q \times H = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN m.}$
- $T = Q = 1 \text{ KN.}$
- $N = G = 1,712 \text{ KN.}$

**IV.2.3. Combinaisons de charges :**

**ELU :**

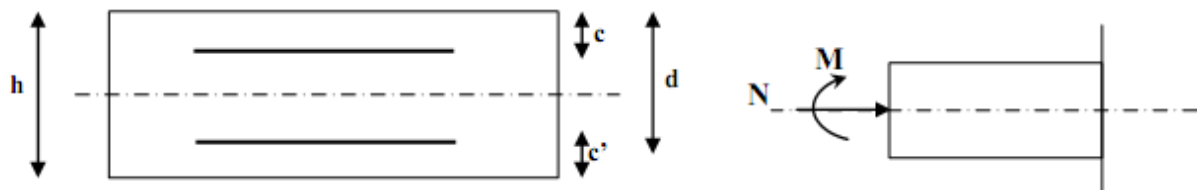
- Effort normal de compression :  $N_u = 1,35 G = 2,311 \text{ KN}$
- Moment de reversement :  $M_u = 1,5 \times M_q = 0,900 \text{ KNm}$
- Effort tranchant :  $T_u = 1,5 Q = 1,5 \text{ KN.}$

**ELS :**

- Effort normal de compression :  $N_s = G = 1,712 \text{ KN}$
- Moment de reversement :  $M_s = M_q = 0,6 \text{ KNm}$
- Effort tranchant :  $T_s = Q = 1 \text{ KN.}$

**IV.2.4. Ferrailage de l'acrotère :**

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



**Fig. IV.2.5. Schéma de calcul de l'acrotère.**

$h$  : Epaisseur de la section : 10 cm

$c$  et  $c'$  : La distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton : 3 cm

$d = h - c$  : Hauteur utile : 7 cm

$M$  : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

❖ **Calcul des armatures a l'ELU :**

**1). Position du centre de pression :**

$$e_u = M_u / N_u = (0,9 \times 100) / 2,31 = 38,96 \text{ cm.}$$

$$(h/2) - c = (10/2) - 3 = 2 \text{ cm.} \quad \rightarrow \quad e_u > h/2 - c$$

→ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du **moment fictif  $M_f$** , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée .

2). Calcul en flexion simple :

➤ moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u (h/2 - c) = 0,9 + 2,311(0,1/2 - 0,03) = 0,946 \text{ KNm.}$$

➤ moment réduit:

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,946 \times 10^3}{60 \times 7^2 \times 14,2} = 0,022 < \mu_r = 0,392$$

$$\rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow \beta = 0,989.$$

Armatures fictives:  $A_f$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d f_{e/\gamma_b}} = \frac{0,946 \times 10^3}{0,989 \times 7 \times 400 / 1,15} = 0,4 \text{ cm}^2.$$

3) Calcul en flexion composée des armatures réelles : A

$$A = A_f - N_u / \sigma_s = 0,4 - (2,311 / 34,8) = 0,33 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification a l'ELU :

a). la condition de non fragilité :

Pour une section qui est soumise a la flexion composée sous un effort de compression et un moment de flexion si elle partiellement comprimée comme dans notre cas, la section minimale est :

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left( \frac{e_s - 0,455d}{e_s - 0,185d} \right) b.d$$

$$e_s = M_s / N_s = 0,6 / 1,712 = 0,35 \text{ cm.}$$

$$A_{\min} = 0,23 \frac{2,1}{400} \left( \frac{35 - 0,455 \times 7}{35 - 0,185 \times 7} \right) 100 \times 7 = 0,80 \text{ cm}^2$$

➤ Conclusion :

Les armatures calculées à la condition de non fragilité son supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A_s = A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_s = 4\text{HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $St = 100/4 = 25 \text{ cm}$ .

➤ armatures de répartitions :

$$A_r = A_s / 4 = 2,01 / 4 = 0,50 \text{ cm}^2. \text{ Soit } 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } 20 \text{ cm.}$$

b). Vérification au cisaillement :(BAEL 91/Art A5.1.1)

Nous avons une fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

La contrainte de cisaillement est donne par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{1,5 \times 1000}{100 \times 70} = 0,214 \text{ MPa.}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  : La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**c). Vérification de l'adhérence des barres : (BAEL 99/ Art A.6.1.1.3)**

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

$$\bar{\tau} = \psi_{se} \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum u_i} = \frac{1,5 \times 1000}{0,9 \times 70 \times 4 \times 3,14 \times 0,8} = 2,36 \text{ MPa.}$$

$$2,36 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa}$$

.....condition vérifiée.

Longueur de scellement droit : (BAEL 91 1.2.2)

$$L_s = 40\phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm.}$$

**d). Espacement des barres :**

- Armatures principales :  $St = 15 \text{ cm} < \text{Min} (3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm.}$
- Armatures de répartitions :  $St = 20 \text{ cm} < \text{Min} (4h ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm.}$

.....Condition vérifiée.

❖ **Vérification à l'ELS :**

L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, Les vérifications à effectuer portent sur :

- un état limite de compression du béton (A.4.5,2) ;
- un état limite d'ouverture des fissures (A.4.5,3).

**a). Etat limite de compression du béton :**

$$\bar{\sigma} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa. (La contrainte de compression limite dans béton)}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b x d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,287 \rightarrow \beta_1 = 0,915$$

$$\rightarrow \alpha = 3(1 - \beta_1) = 3(1 - 0,915) = 0,255$$

$$\rightarrow K = \frac{\alpha}{15(1 - \alpha)} = \frac{0,255}{15(1 - 0,255)} = 0,0228$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0,6 \times 1000}{0,915 \times 7 \times 2,01} = 50,93 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,0228 \times 50,93 = 1,16 \text{MPa}$$

$$\rightarrow \sigma_{bc} = 1,16 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \quad \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**b). Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta x f t 28} \right\} = \min \{ 2/3 \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \} = 201,63 \text{MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 x d x A_{st}} = \frac{0,6 \times 1000}{0,907 \times 7 \times 2,01} = 45 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 45 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{MPa} \quad \dots \text{condition vérifiée.}$$

D'où le ferrailage adopté à l'ELU est justifié à l'ELS.

- Armatures principales.....4HA8 = 2,01cm<sup>2</sup> avec St = 25cm.
- Armatures de répartitions.....3HA8 = 1,51cm<sup>2</sup> avec St = 20cm.

**c). Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 / Art A 5.11)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,021 \text{MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_c 28}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right\} = 2,5 \text{MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.2.5. le ferrailage de l'acrotère :

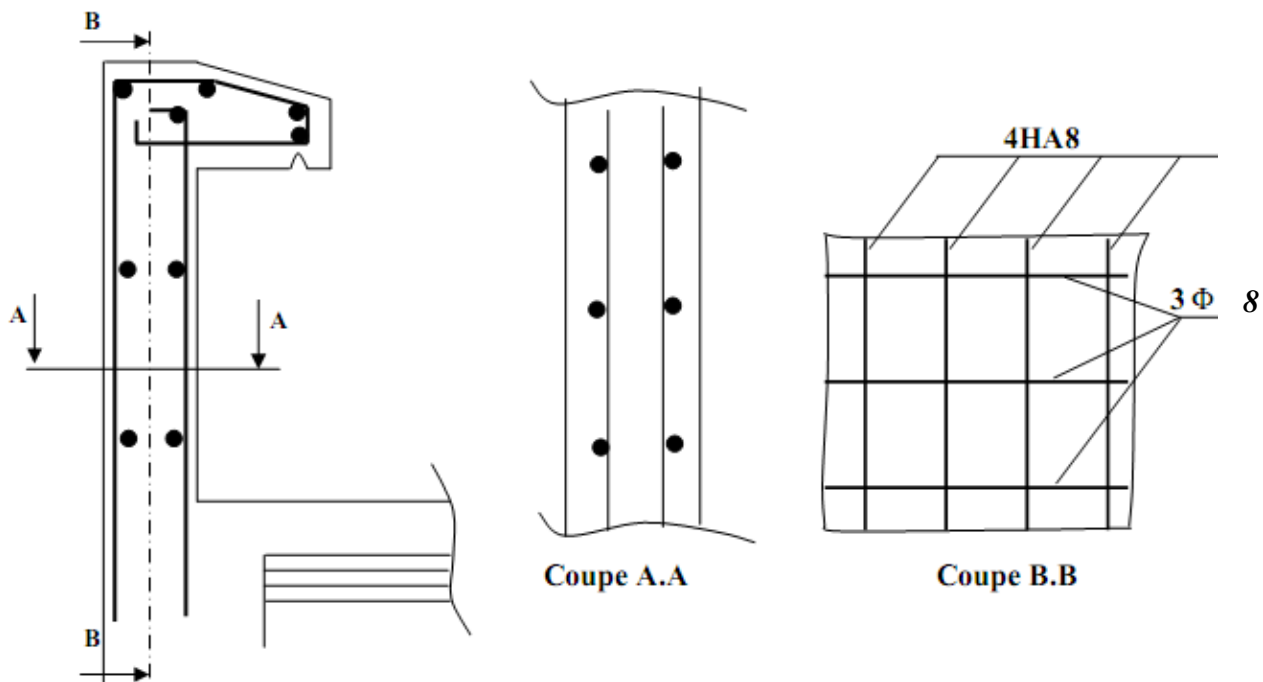


Fig. IV.2.6. Ferrailage de l'acrotère

IV.3. calcul de la salle machine (l'ascenseur) :

IV.3.1. Caractéristique de l'ascenseur:

- vitesse d'entraînement ( $V = 1\text{ m/s}$ )
- La surface de local machine est :  $= 1,50 \times 1,30 = 1,95\text{ m}^2$
- La surface de cabinet est :  $S = 1,10 \times 1,30 = 1,43\text{ m}^2$
- La charge totale transmise par le système de levage et par le cabinet est :  $P = 90\text{ KN}$ .
- $L_x = 1,30\text{ m}$  ;  $L_y = 1,50\text{ m}$

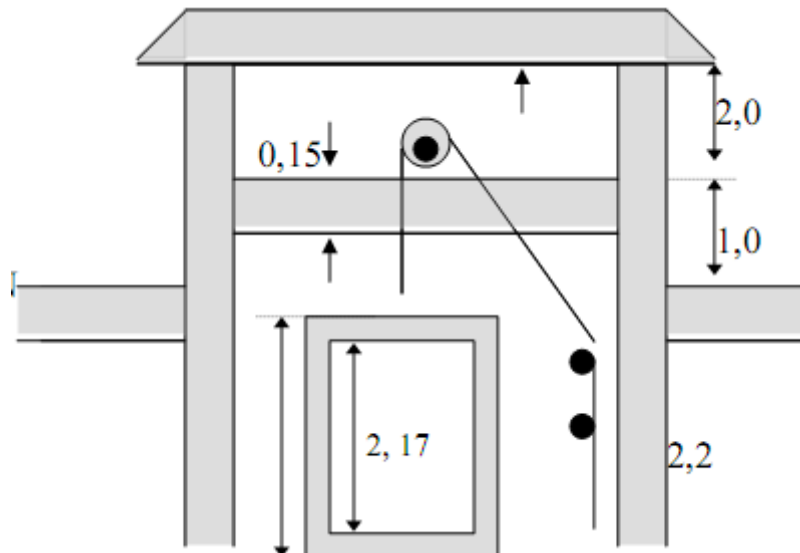


Fig. IV.3. Schéma statique de la salle machine.

#### IV.3.2. calcul de la dalle plane :

##### a). Hypothèses :

La dalle est coulée sur place liée par des amorces.

La machine est centrée au milieu.

La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

##### b). Pré dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{L_x}{30} \rightarrow h_t \geq 4,33\text{cm.}$$

Nous avons la limite de RPA, qui est 12cm

On optera pour une hauteur : **ht = 15cm.**

c). le rapport  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ .

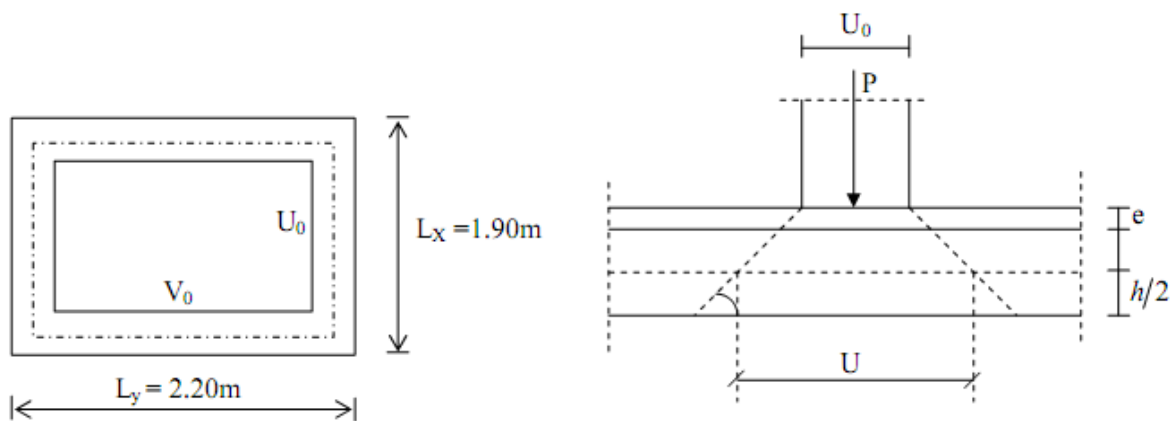
$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,30}{1,50} = 0,86.$$

$0,4 \leq \rho \leq 1.$  → la dalle travail dans les **deux sens**

#### IV.3.3. calcul a l'ELU :

La dalle repose sur quatre cotes, elle est soumise a une charge localisée (P) son calcul se fait a l'aide des abaques de PIGAUD qui permettent d'analyser les moments dans les deux sens, la charge est concentrée au centre du panneau.

a). calcul de U et V :



Soit :

e : épaisseur du revêtement = 2 cm.

U et V : cote du rectangle où s'applique P.

K = 1 revêtement en béton.

ht : épaisseur de la dalle = 15cm.

$$\begin{cases} U = U_0 + 2Ke + ht \\ V = V_0 + 2Ke + ht \end{cases}$$

U0 = 110cm Cotes de rectangle sur lequel la charge P s'applique.

V0 = 125 cm

$$\begin{cases} U = 110 + 2 \times 2 + 15 = 129 \text{ cm} \\ V = 130 + 2 \times 2 + 15 = 149 \text{ cm} \end{cases}$$

b). Evaluation des moments  $M_{y1}$  et  $M_{x1}$  :

$$\begin{cases} M_{X1} = P (M_1 + \nu M_2) \\ M_{Y1} = P (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

Avec :

$M_1$  et  $M_2$  : sont des coefficients à déterminer à partir des abaques de Pigeaud suivant

le rapport :  $\frac{V}{l_y}$  et  $\frac{U}{l_x}$

P : charge totale appliquée sur un rectangle centré.

$\nu$  : Coefficient de poisson qui est égal à : 0 à l'ELU et 0,2 à l'ELS.

$$\frac{U}{l_x} = \frac{129}{130} = 0,99 ; \frac{V}{l_y} = \frac{149}{150} = 0,99.$$

donc :  $M_1 = 0,042$  et  $M_2 = 0,032$

calcul des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  (dus à la charge localisé.)

**A l'ELU :**

$$v = 0$$

$$P_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 90 = 121.5t = 121.5KN$$

Donc:

$$M_{x1} = P_u \times M_1 = 121.5 \times 0.042 = 5,103 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P_u \times M_2 = 121.5 \times 0.032 = 3,888 \text{ KN.m.}$$

**c). Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :**

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

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2}. \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \rho = 0,86 \rightarrow \mu_x = 0,0498 \text{ et } \mu_y = 0,693.$$

Poids propre de la dalle :

$$G = \gamma_b \times h_0$$

$$G = (25 \times 0,15) + (22 \times 0,02) = 4,19 \text{ KN/m}^2$$

Combinaison de charges :

$$q_u = 1,35G + 1,5 Q = 1,35 \times 4,19 + 1,5 \times 1 = 7,156 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0498 \times 7,156 \times (1,3)^2 = 0,602 \text{ KNm} . \\ M_{y2} = 0,693 \times 0,602 = 0,417 \text{ KNm.} \end{cases}$$

**d). Superposition des moments:**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5,103 + 0,602 = 5,705 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3,888 + 0,417 = 4,305 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Remarque:**

Afin de tenir compte des encastremets de la dalle ; les moments calculés seront munis en leur effectuant un coefficient de 0,85 en travée et de (-0,3) aux appuis.

**Sens lx :**

$$\text{Aux appuis : } M_x^a = -0,3 \times 5,705 = -1,711 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_y^t = 0,85 \times 5,705 = 4,850 \text{ KN.m}$$

**Sens ly :**

$$\text{Aux appuis : } M_x^a = -0,3 \times 4,305 = -1,30 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_y^t = 0,85 \times 4,305 = 3,660 \text{ KN.m}$$

**e). Ferrailage à l'ELU :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m

➤ **Sens lx :**

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_x^a}{b \times d \times f_{bc}} = \frac{1,7 \times 1000}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,007 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,007 \rightarrow \beta = 0,996$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,7 \times 1000}{0,996 \times 13 \times 348} = 0,377 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup> Avec : St = 25 cm

**En travées :**

$$\mu = \frac{M_x^t}{b \times d \times f_{bc}} = \frac{4,85 \times 1000}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,02 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,85 \times 1000}{0,99 \times 13 \times 348} = 1,07 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 3,14 cm<sup>2</sup> Avec : St = 25 cm

➤ **Sens ly**

**Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_y^a}{b \times d \times f_{bc}} = \frac{1,28 \times 1000}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,005 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,005 \rightarrow \beta = 0,997$$

$$A_a = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,28 \times 1000}{0,997 \times 13 \times 348} = 0,283 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup> Avec : St = 25 cm

**En travées :**

$$\mu = \frac{M_y^t}{b \times d \times f_{bc}} = \frac{3,68 \times 1000}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,015 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,015 \rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,68 \times 1000}{0,993 \times 13 \times 348} = 0,82 \text{ cm}^2$$

Soit :  $4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$  Avec :  $St = 25 \text{ cm}$

f). Vérification à L'ELU :

1) Condition de non fragilité : (BAEL91/ Art A.4.2.1) :

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h_0 \times \frac{(3-\alpha)}{2} = 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{(3-0,86)}{2} = 1,28 \text{ cm}^2.$$

Sens lx :

Aux appuis :  $A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,28 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.  
 En travées :  $A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,28 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

Sens ly :

Aux appuis :  $A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,28 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.  
 En travées :  $A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,28 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

2) Diamètre minimal des barres:

On doit vérifier que :

$$\varphi_{\max} \leq \frac{h_e}{10} \rightarrow \varphi_{\max} = 10 \text{ mm} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm.} \quad \text{.....condition vérifiée.}$$

3) Ecartement des barres : (BAEL91/ArtA.8.2,42)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

- Direction la plus sollicitée :  $St \leq \min(2h, 25)$
- Direction perpendiculaire :  $St \leq \min(3h, 33)$

Sens lx :

Aux appuis :  $St = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$  .....condition vérifiée.  
 En travées :  $St = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$  .....condition vérifiée.

Sens ly :

Aux appuis :  $St = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$  .....condition vérifiée.  
 En travées :  $St = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$  .....condition vérifiée.

4) Vérification de non poinçonnement : (BAEL91/ArtA5.2 ,42)

$Q_u \leq 0,045 \mu_c h_0 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  → (aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée).

Avec :  $\mu_c$  périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$\mu_c = 2(U+V) = 2(1,29+1,49) = 5,56 \text{ m}$$

$$0,045 \mu_{ch0} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 5,56 \times 0,15 \frac{25 \times 100}{1,5} = 625,5 \text{ KN.}$$

$$Q_u = 1,35 \times 100 = 135 \text{ KN} < 625,5 \text{ KN}$$

..... Condition vérifiée.

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

**5) Contrainte tangentielle : (BAEL91/Art A.5.2,2)**

La fissuration étant préjudiciable, le BAEL 91 nous recommande :

$$\tau_u \leq \min \left( \frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \cdot d} \text{ avec } V_u = \frac{P}{2U_0 + V_0} = \frac{100}{2 \times 1,10 + 1,25} = 29 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{29 \times 1000}{1000 \times 130} = 0,22 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$$

..... condition vérifiée.

**g). Vérifications à l'ELS :**

- Calcul de  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  :  
A l'ELS  $v = 0, 2,$

$$p = 90 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = P (M_1 + 0, 2 M_2) = 90 (0,042 + 0, 2 \times 0,032) = 4,356 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = P (M_2 + 0, 2 M_1) = 90 (0,032 + 0, 2 \times 0,042) = 3,636 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Calcul de  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_x^2 \end{cases} \text{ Avec : } q_s = G + Q = 4,19 + 1 = 5,19 \text{ KN}$$

$$\rho = 0,86 \Rightarrow \mu_x = 0,0498 \text{ et } \mu_y = 0,693$$

$$M_{x2} = 0,0498 \times 5,19 \times (1,3)^2 = 0,436 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,693 \times 0,436 = 0,302 \text{ KN.m}$$

- Moments globaux :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4,356 + 0,436 = 4,792 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3,636 + 0,302 = 3,938 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on aura donc :

Moment en travée :  $M^t = 0,85M$

$$M_x^t = 0,85M_x = 4,10 \text{KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85M_y = 3,50 \text{KN.m}$$

Moment aux appuis :  $M^a = -0,3M$

$$M_x^a = -0,3M_x = -0,3 \times 4,792 = -1,44 \text{KN.m}$$

$$M_y^a = -0,3M_y = -0,3 \times 3,938 = -1,20 \text{KN.m}$$

1) *Etat limite de fissuration :*

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire.

2) *Etat limite de compression du béton :*

Pour se dispenser du calcul de la contrainte de compression dans le béton ( $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ ), on doit vérifier la condition suivante :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \alpha = \frac{y}{d} \text{ et } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

➤ **Sens x-x :**

**Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{1,7}{1,48} = 1,15 \Rightarrow \frac{1,15 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,325$$

$$\mu_b = 0,0072 \rightarrow \alpha = 0,01 < 0,325 \quad \text{.....condition vérifiée.}$$

**En travée :**

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{4,8}{4,2} = 1,14 \Rightarrow \frac{1,14 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,32$$

$$\mu_b = 0,02 \rightarrow \alpha = 0,0252 < 0,325 \quad \text{..... condition vérifiée.}$$

➤ **Sens y-y :**

**Aux appuis**

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{1,28}{1,23} = 1,04 \Rightarrow \frac{1,04-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,27$$

$$\mu_b = 0,006 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0,0075 < 0,27 \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**En travée :**

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{3,68}{3,50} = 1,05 \Rightarrow \frac{1,05-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,27$$

$$\mu_b = 0,015 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0,0227 < 0,27 \quad \dots\dots \text{condition Vérifiée.}$$

**Conclusion :**

La condition est vérifiée dans tous les cas, donc on peut se dispenser du calcul de la contrainte de compression.

**3). Vérification de la flèche :**

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ces côtés, on peut se dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\text{a) } \frac{h}{L_s} \geq \frac{M_{tu}}{20M_x} \quad ; \quad \text{b) } \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

h : Hauteur de la dalle

M<sub>tu</sub> : Moment en travée dans le sens x-x

M<sub>x</sub> : Moment isostatique de référence dans la direction x-x pour une bande de 1m

A<sub>x</sub> : Section d'armature /ml

b : Largeur de la bande ; égale à 1m

d : Hauteur utile de la bande.

$$\text{a). } \frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{130} = 0,115$$

$$\frac{M_{tu}}{20M_x} = \frac{4,2}{20 \times 4,94} = 0,0425 \text{ et } 0,0425 < 0,115 \quad \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{b). } \frac{2}{f_e} = 0,005$$

$$\frac{A_x}{b.d} = \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,0024$$

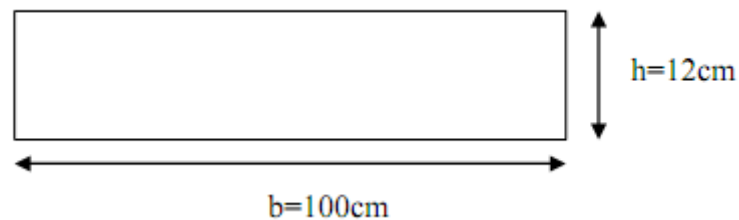
$$\frac{A_x}{b.d} = 0,0024 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \quad \dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

Après la vérification des deux conditions, on dira donc que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**IV.3.4. Les murs de la salle machin :**

Les murs de la salle machin en béton armé d'épaisseur 12cm calculé par rapport à la section minimal de BAEL 91 sur une bande de 1m



**Fig. IV.3.1. Coupe vertical de mur de la salle machin**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 10 \times 2,1 / 400 = 1,20 \text{ cm}^2.$$

Soit **5HA 10** (3.93cm<sup>2</sup>) St=20cm comme des armatures vertical  
et **4HA8** (2.01 cm<sup>2</sup>), St =25cm comme des armatures horizontal

**IV.4. Le balcon:**

Le balcon est assimilé à une console encadrée au niveau de la poutre de rive du plancher. Il est réalisé en dalle pleine pour une bande de 1 m de largeur et l'épaisseur de la dalle pleine est donnée par :

$$e > \frac{L}{10} = \frac{120}{10} \rightarrow e > 12 \text{ cm.}$$

Soit e = 15cm.

**IV.4.1. Détermination des charges et surcharges:**

Pour une bande de 1m de largeur on a :

- ♦ Charges permanentes:

|   | Désignation          | Epaisseur (m) | Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )         | Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> ) |
|---|----------------------|---------------|--|---------------------------------------|
| 1 | Revêtement carrelage | 0.02          | 22.00  | 0.44                                  |
| 2 | Mortier de pose      | 0.02          | 20.00  | 0.40                                  |
| 3 | Couche de sable      | 0.02          | 18.00  | 0.36                                  |
| 4 | Dalle en béton armé  | 0.15          | 25.00  | 3.75                                  |
| 5 | Enduit plâtre        | 0.02          | 12.00  | 0.24                                  |
|   |                      |               | <b>G<sub>t</sub> = 5.19 KN/m<sup>2</sup></b> |                                       |

Tableau IV.4.1.

Donc : G<sub>1</sub> = 5,19 KN /m<sup>2</sup>.

- ♦ Surcharge d’exploitation:.....Q=3.5KN/ml.
- ♦ Poids propre du garde corps : .....G<sub>2</sub> = 1 KN/ml

**IV.4.2. Combinaisons des charges :**

$$E.L.U \rightarrow \begin{cases} q_{u1} = 1,35 G_1 + 1,5 Q_1 = 12,25 \text{ KN/ml} \\ q_{u2} = 1,35 G_2 = 1,35 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$E.L.S \rightarrow \begin{cases} q_{s1} = G_1 + Q_1 = 8,82 \text{ KN/ml} \\ q_{s2} = G_2 = 1 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

**IV.4.3. calcul à l’E.L.U :**

Le balcon sera calculé en flexion simple pour une bande de 1m. la section dangereuse est située au niveau de l’encastrement.

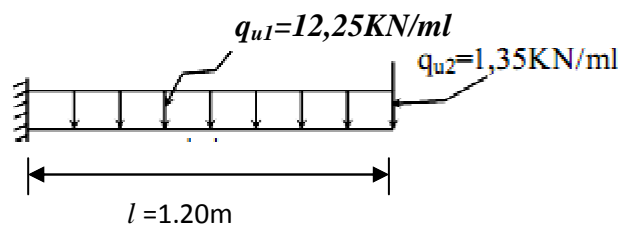


fig.IV.4.1. schima statique du balcon.

$$\text{Soit : } Mu = \frac{q_{u1} \cdot l^2}{2} + q_{u2} \cdot l = \frac{12,25 \times 1,20^2}{2} + 1,35 \times 1,20 = 10,44 \text{ KNm.}$$

**1). Effort tranchant :**

$$V_u = q_{u1} \cdot l + q_{u2} = 12,25 \times 1,2 + 1,35 = 16,05 \text{ KN.}$$

2). *Calcul de la section d'armature à la flexion simple :*

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{10,44 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14,2} = 0,051 < 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,051 \rightarrow \alpha = 0,0641 \text{ et } \beta = 0,974.$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10,44 \times 10^6}{0,974 \times 120 \times 34800} = 2,56 \text{ cm}^2$$

On adopte 5HA10  $\rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2$ ,  $S_{t1} = 20 \text{ cm}$

3). *Les armatures de répartition:*

$$A_r = A_s / 4 = 3,93 / 4 = 0,98 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA8  $\rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2$ ,  $S_{t2} = 25 \text{ cm}$

IV.4.4. *Les vérifications :*

1). *Condition de non fragilité:*

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,56 > A_{\min} = 1,57 \quad \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

2). *Ecartement des barres :*

Pour les armatures principales :  $S_{t1} = 20 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$  ..... condition vérifiée.

Pour les armatures de répartition :  $S_{t2} = 25 \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$  ..... condition vérifiée.

3). *Vérification de l'effort tranchant :*

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,15 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{16,05 \times 1000}{1000 \times 130} = 0,123 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa} \quad \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

4). *Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :*

$$\tau_s \leq \bar{\tau}_s = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} = \frac{16,05 \times 1000}{0,9 \times 130 \times 5 \times \pi \times 10} = 0,873 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_s = 3,15 \text{ MPa} \quad \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

## 5). Vérification à l'E.L.S :

## a). Vérification des contraintes de compression du béton :

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$ .

Il est inutile de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont vérifiées :

- Section rectangulaire.
- Soumise à la flexion simple.
- Acier FeE400.
- $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

Avec :

$$\gamma = M_u / M_s$$

$$M_s = (q_{s1} x l^2) / 2 + q_{s2} x l = (8,82 x 1,2^2) / 2 + 1 x 1,2 = 7,55 \text{ KNm}$$

$$\gamma = 10,44 / 7,55 = 1,38$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7,55 x 10^6}{1000 x 120^2 x 14,2} = 0,037$$

$$\mu_s = 0,037 \rightarrow \alpha = 0,048$$

$$\alpha = 0,048 < \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \rightarrow \text{Il est inutile de vérifier la contrainte dans le béton.}$$

**(Condition vérifiée)**

## b). Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu préjudiciable, donc la vérification dans les aciers est inutile.

**Conclusion :**

La section obtenue à l'ELU est justifié à l'ELS.

## IV.4.5. Ferrailage du balcon :

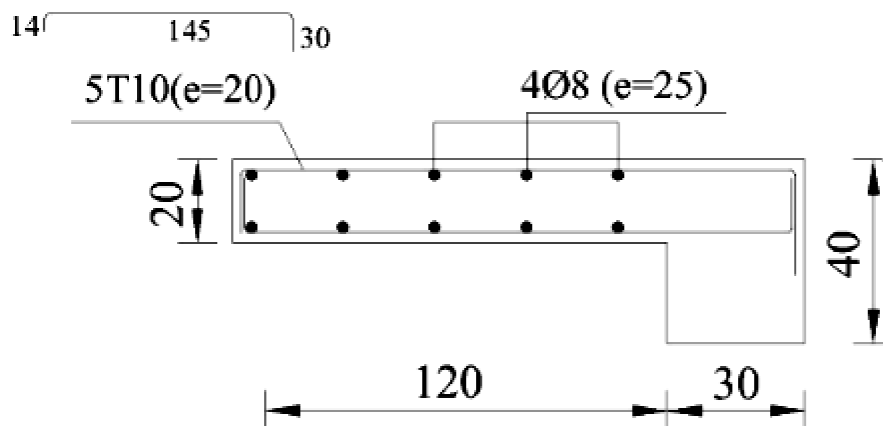


Fig. IV.4.2. Ferrailage du balcon

## IV.5. Calcul de l'escalier

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, qui permettent l'axe vertical entre différents étages de la structure ; ils sont soumis à leurs poids propres et aux surcharges.

L'escalier est constitué de paliers et de paillasse en béton armé coulé sur place, assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques et calculés à la flexion simple, et puisqu'il n'est pas exposé aux intempéries les fissurations sont considérées peu nuisibles.

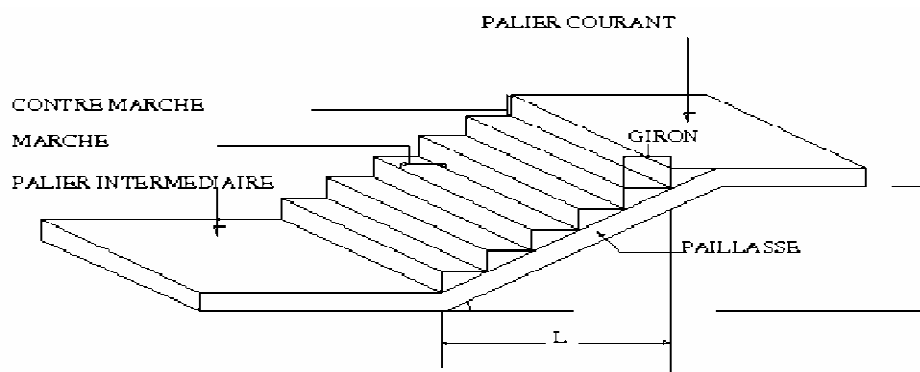


Fig. IV.5.1. Schéma représentatif de l'escalier.

- G : giron,
- h : hauteur de la contre-marche,
- $e_p$  : épaisseur de la paillasse,
- H : hauteur de la volée,
- L : longueur de la volée projetée .

IV.5.1. Pré dimensionnement :

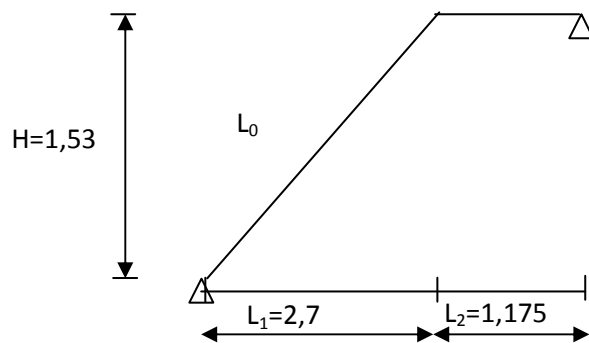


Fig. IV.5.2. Schéma statique d'escalier.

A). La hauteur et le giron des marches et contremarches :

$h$  : Hauteur de la contremarche :  $15\text{ cm} \leq h \leq 18\text{ cm}$

$g$  : Giron de la marche :  $26\text{ cm} \leq g \leq 32\text{ cm}$

La condition assurant le confort de l'escalier et donnée par la formule de BLANDEL :  $60\text{ cm} \leq 2h + g \leq 64\text{ cm}$ .

$n$ : nombre de contre marche.

$m = n - 1$  : nombre de marche pour une volée.

$H = 3.06 / 2 = 1.53\text{ m}$ .  $\longrightarrow$  Soit deux volées de 1.53 m de hauteur.

➤ Nombre de contre marche :

Soit :  $h = 17\text{ cm}$ .

$n = 153 / 17 = 9\text{ cm}$ .  $\longrightarrow$  Soit :  $n = 9$  contres marche.

Compte tenu de la portée horizontale de la paillasse (2,70 m) et des formules ci-

dessus,  $g = \frac{L}{n} = \frac{270}{9} = 30\text{ cm}$ .

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

$$60\text{ cm} \leq 2h + g \leq 64\text{ cm}.$$

.....Condition vérifiée.

B). Les paillasses et les paliers : le pré-dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur les deux cotés et dont l'épaisseur doit être vérifiée.

Epaisseur de la paillasse et du palier elle est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq ep \leq \frac{L_0}{20}$$

$$L_0 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{270}{\cos 29,54} = 310,34\text{cm} \quad \text{Tq : } \tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{270} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

D'où :  $10,34 \leq e_p \leq 15,517$

On opte pour :  $e_p=15\text{cm}$  .

**IV.5.2. Détermination des charges et des surcharges :**

**a). la paillasse :**

| Eléments   | Poids propre [KN/m <sup>2</sup> ]                                      |                   |
|--|--|-------------------|
| paillasse  | $25 \times e_p / \text{Cosa} =$<br>$25 \times 0.15 / \cos 29.54^\circ$ | 4,31              |
| marches  | $25 \times e_p / 2 =$<br>$25 \times 0.17 / 2$                          | 2.125             |
| carrelage  | $22 \times 0.02$   | 0.44              |
| Mortier de pose  | $20 \times 0.02$   | 0.40              |
| Couche de sable  | $18 \times 0.02$   | 0.36              |
| Enduit de ciment   | $18 \times 0.02$   | 0.36              |
| P. propre du garde corps<br>-brique creuse<br>-enduit ciment | 0,9<br>$2 \times (18 \times 0, 02)$                                    | 0,9<br>0,72       |
|  |  | G paillasse=9.615 |
|  |  | Q paillasse=2.50  |

Tableau IV.5.1.

**b). Le palier:**

| Eléments                 | Poids propre [KN/m <sup>2</sup> ] |                   |
|--------------------------|-----------------------------------|-------------------|
| Poids propre de la dalle | 25 x 0.15                         | 3.75              |
| carrelage                | 22 x 0.02                         | 0.44              |
| Mortier de pose          | 20 x 0.02                         | 0.40              |
| Couche de sable          | 18 x 0.02                         | 0.36              |
| Enduit de ciment         | 18 x 0.02                         | 0.36              |
|                          |                                   | $G_{palier}=5.31$ |
|                          |                                   | $Q_{palier}=2.50$ |

Tableau IV.5.2.

La surcharge d’exploitation est définie à partir des descriptions du DTR B.C.2.2, qui est la même pour la paillasse et le palier ;  $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$ .

**IV.5.3. combinaison de charge :**

**a). l’état limite ultime (ELU) :  $1,35G+1,5Q$ .**

- Palier :  $q_u=1,35 \times 5,31 + 1,5 \times 2,5 = 10,92 \text{ KN / m}^2$ .
- Paillasse :  $q_u=1,35 \times 9,615 + 1,5 \times 2,5 = 16,73 \text{ KN / m}^2$ .

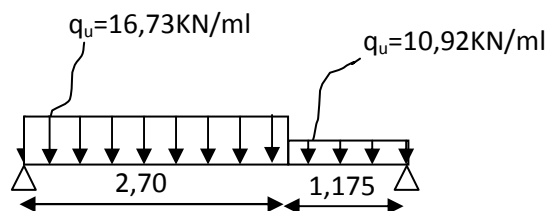


Fig. IV.5.2. Schéma statique de calcul (ELU) :

**b). Etat limite de service (ELS) : (G+Q)**

- Palier :  $q_s = 5,31 + 2,5 = 7,81 \text{ KN/m}^2$ .
- Paillasse :  $q_s = 9,615 + 2,5 = 12,12 \text{ KN/m}^2$ .

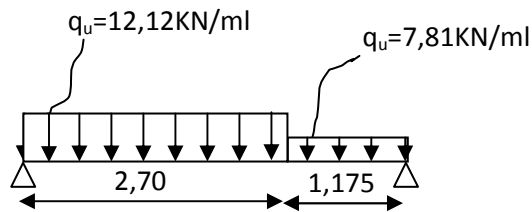


Fig. IV.5.3 Schéma statique de calcul (ELS) :

**IV.5.4. calcul à l'état limite ultime (ELU) :**

**a). calcul des réactions :**

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 2,7 \times 16,73 + 10,92 \times 1,175 = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 58 \text{ KN.}$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow R_B \times 3,875 = 10,92 \times 1,175 \times 3,29 + 16,73 \times 2,7 \times 1,35.$$

$$R_B = \frac{103,19}{3,875} = 26,63 \text{ KN.}$$

$$R_A = 58 - 26,63 = 31,37 \text{ KN.}$$

**B). calcul des efforts tranchant et moment fléchissant :**

➤ **1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2,5 \text{ m}$  (fig. IV.5.4.a)**

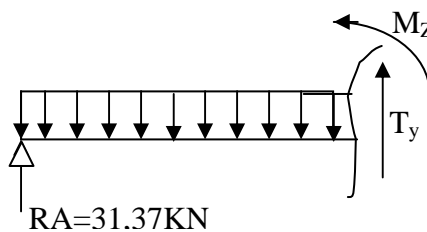


Fig. IV.5.4.a

$$T(x) = q_u(x) - R_A$$

$$T(x) = 16,73(x) - 31,37$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(X = 0) = 16,73 \times 0 - 31,37 = -31,37 \text{ KN.} \\ T(X = 2,7) = 16,73 \times 2,7 - 31,37 = 13,80 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$T(X) = 0 \Rightarrow 16,73 \times (X) - 31,37 = 0 \Rightarrow X = 1,88 \text{ m.}$$

$$X = 1,88 \text{ m} \quad , \quad 1,88 \in [0 ; 2,7].$$

➤ **Calcul de moment fléchissant :**

$$\sum M = 0 \Rightarrow M_z = -q_u \frac{x^2}{2} + R_A x = -16,73 \frac{x^2}{2} + 31,37x$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_z = 0 \\ x = 2,7 \Rightarrow M_z = 23,72 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{\max} = M(x = 1,88) = -16,73 \times \frac{1,88^2}{2} + 31,37(1,88) = 29,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 29,41 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

A fin de tenir compte des semis encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{u_{\max}}$  au niveau des appuis et en travée.

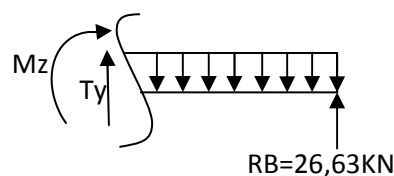
Le moment aux appuis :

$$M_u^a = 0,3 M_{\max} = 0,3 \times 29,41 = 8,82 \text{ KN.m}$$

Le moment en travée :

$$M_u^t = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 29,41 = 25 \text{ KN.m}$$

➤ **2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1,175 \text{ m}$  (fig. IV.5.4.b)**



**Fig. IV.5.4.b**

$$T(x) = -q_u(x) + R_B \Rightarrow T(x) = -10,92(x) + 26,63$$

$$\begin{cases} T(X = 0) = -10,92 \times 0 + 26,63 = 26,63 \text{ KN.} \\ T(X = 1,175) = -10,92 \times 1,175 + 26,63 = 13,80 \text{ KN.} \end{cases}$$

➤ **Calcul de moment fléchissant :**

$$\sum M = 0 \Rightarrow M_z = -q_u \frac{x^2}{2} + R_A x = -12,92 \frac{x^2}{2} + 26,63x$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_z = 0 \\ x = 1,175 \Rightarrow M_z = 22,38 \text{KN} \end{cases}$$

➤ *Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant :*

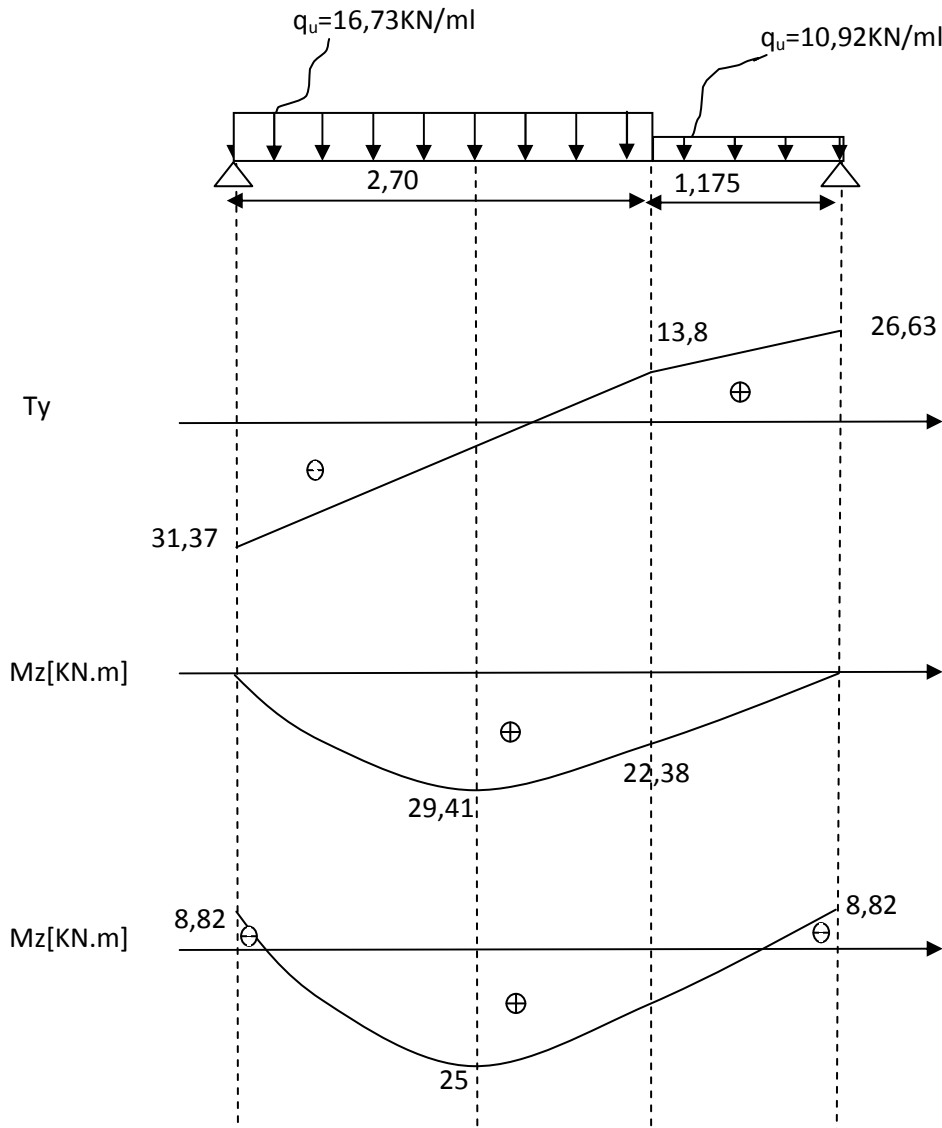


Fig. IV.5.5. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

C). Calcul des armatures :

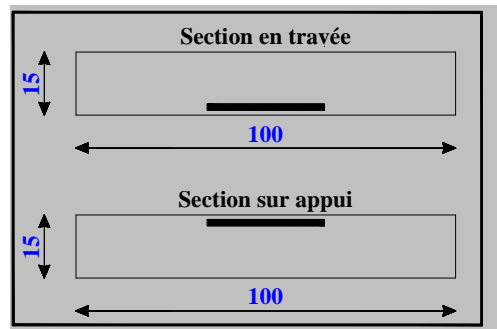


Fig. IV.5.6 position des armatures aux appuis et en travées.

➤ Armatures longitudinales :

**Aux appuis :**

$b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 15 \text{ c}$  ;  $d = 13 \text{ c}$  ;  $c = 2 \text{ cm}$ .

$M_{uapp} = -8,82 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_{uapp}}{bd^2\sigma_{be}} = \frac{8,82 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,0367$$

$$\mu_b = 0,0367 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

Les armatures de compression ne se sont pas nécessaires ( $\overline{A_{uapp}} = 0$ )

$$\mu_b = 0,037 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,982.$$

$$A_{app} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8,82 \times 10^6}{0,982 \times 130 \times 348} = 1,985 \text{ cm}^2.$$

Soit  $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement de  $ST = 25 [\text{cm}]$ .

**En travée :**

$M_{ut} = 25 \text{ KN.m}$ .

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{25 \times 10^6}{1000(130)^2 14,2} = 0,104.$$

$$\mu_b = 0,104 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}.$$

$$\mu_b = 0,105 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,945.$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{25 \times 10^3}{0,945 \times 13 \times 348} = 5,85 \text{ cm}^2.$$

Soit  $A_s = 6\text{HA}12 = 6,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement de  $ST = 16,5 [\text{cm}]$ .

➤ **Armatures de répartition :**

**Aux appuis :**

$$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2} \Rightarrow 0,5 \leq A_r \leq 1.$$

$$A_r = 3HA8 = 1,51cm^2 \quad , \quad \text{avec un espacement } S_t=33[cm].$$

**En travée :**

$$\frac{5,85}{4} \leq A_r \leq \frac{5,85}{2}.$$

$$A_r = 4HA8 = 2,01cm^2 \quad , \quad \text{avec un espacement } S_t=25[cm].$$

**IV.5.5. Vérification a l ELU :**

**a). Vérification de non fragilité (BAEL91A4.21) :**

$$A_{\min}=0,23bd \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57cm^2.$$

Aux appuis :  $\left\{ \begin{array}{l} A_{sapp} = 2,01cm^2 > 1,57 cm^2 \end{array} \right.$

En travée :  $\left\{ \begin{array}{l} A_{sapp} = 6,78cm^2 > 1,57cm^2 \end{array} \right.$  ..... condition vérifiée

**b). Répartition des barres :**

Pour les armatures principales :  $S_t1=20cm \leq \min(3h, 33cm)=33cm$  ..... condition vérifiée.

Pour les armatures de répartition :  $S_t2=25 \leq \min(4h, 45cm)=45cm$  .....condition vérifiée.

**c). Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis (BAEL91Art61.3) :**

$$\tau_{se} = \frac{V^{\max}}{0,9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \quad , \quad \Psi_s = 1,5 \text{ pour HA.}$$

$$V_{\max} = 26,63KN$$

$\sum u_i$  : Somme des périmètres d'armature d'appuis

$$\sum u_i = n\pi\Phi = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15,07 [cm].$$

$$\tau_{se} = \frac{26,63 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 150,7} = 1,51 < 3,15MPa \Rightarrow \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**d). vérification des l'effort tranchant (BAEL91.ArtA552) :**

Fissuration peu nuisible donc:

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \check{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}, 5MPa \right)$$

$$\tau_u = \frac{26,63 \cdot 10^3}{1000 \times 130} = 0,205 \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort tranchant → les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

e). Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis [Art A.5.1, 321 BAEL 91 modifiée 99] :

➤ Influence sur les aciers :

On doit vérifier que :

$$A_{ap} \geq \gamma_s \times (Vu + Mu/a) / f_e$$

$V_u$ : Effort tranchant en valeur absolue au niveau des appuis.

$M_u$ : Moment fléchissant au droit de l'appui.

$a$  : La longueur d'appui égale à  $0,9d$

$$A_{ap} \geq 1,15 \times (26,63 \times 10^3 + 8,82 \times 10^6 / 0,9 \times 130) / 400 = 1,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{ap} = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,4 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Influence sur le béton :

On doit vérifier que :

$$(2 \times) / (b \times a) \leq 0,8 f_{cj} / \gamma_b \quad \implies \quad Vu \leq (0,4 \times f_{c28} \times 0,9d \times b) / \gamma_b$$

$$V_u = 26,63 \text{ KN} \leq (0,4 \times 25 \times 10^2 \times 0,9 \times 13 \times 100) / 1,5 = 780 \text{ KN} \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

Il faut vérifier que  $\tau_{se} \leq \bar{\tau} = \psi \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

Avec :

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

$$\sum U_i = 4 \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{31,37 \times 10^3}{0,9 \times 13 \times 10,05} = 266,78 \text{ N/cm}^2 = 2,67 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2,67 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \implies \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**g). Calcul de la longueur d'ancrage [Art A.6.1, 23 BAEL 91 modifiée 99] :**

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \quad \text{Avec : } = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times 400}{4 \times 2,835} \Rightarrow L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 281,7mm$$

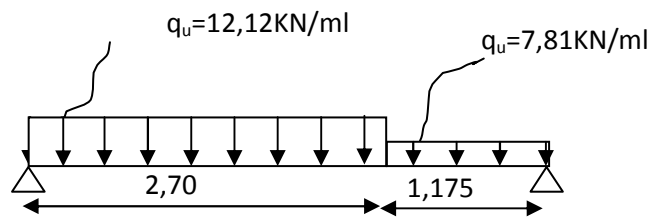
on prend  $L_s \approx 300mm = 30cm$

$l_s$  est supérieur à la largeur de la poutre ( $b=25\text{ cm}$ ) dans laquelle elle sera ancrée, donc on optera pour des armatures avec crochets ; Soit des crochets de longueur  $l_a$

Tel que :  $l_a = 0,4 \times l_s$  ..... [Art A.6.1,253 BAEL91 modifiée 99].

$$L_a = 0,4 \times L_s \Rightarrow L_a = 0,4 \times 30 = 12cm$$

**IV.5.6. Etat limite de service (ELS) :**



**Fig. IV.5.7. schéma statique a l'ELS.**

**1). calcul des réactions :**

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 2,7 \times 12,12 + 7,81 \times 1,175 = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 41,9 \text{ KN.}$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow R_B \times 3,875 = 7,81 \times 1,175 \times 0,59 + 12,12 \times 2,7 \times 2,525.$$

$$R_B = \frac{88,04}{3,875} = 22,72 \text{ KN.}$$

$$R_A = 19,18 \text{ KN.}$$

**2). calcul des efforts tranchant et moment fléchissant :**

❖ **1<sup>ier</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 2,7$ .

$$T(x) = q_u(x) - R_A$$

$$T(x) = 12,12(x) - 22,72$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(X = 0) = 12,12 \times 0 - 22,72 = -22,72 \text{ KN.} \\ T(X = 2,7) = 12,12 \times 2,7 - 22,72 = 10 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$T(X) = 0 \Rightarrow 12,12 \times (X) - 22,72 = 0 \Rightarrow X = 1,87m.$$

$$X = 1,87m \quad , \quad 1,88 \in [0 ; 2,7].$$

➤ **Calcul de moment fléchissant :**

$$\begin{aligned}\sum M = 0 &\Rightarrow M_z = -q_u \frac{x^2}{2} + R_A x \\ &= -12,12 \frac{x^2}{2} + 22,72x\end{aligned}$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_z = 0 \\ x = 2,7 \Rightarrow M_z = 17,17 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{\max} = M(x = 1,87) = -12,12 \times \frac{1,87^2}{2} + 22,72(1,87) = 21,30 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 21,30 \text{ KN.m}$$

En considérant l'effort du semi encastrement aux appuis et en travée :

Le moment aux appuis :

$$M_{uapp} = (0,3)M_{u \max} = (0,3) \times 21,30 = 6,39 \text{ KN.m}$$

Le moment en travée :

$$M_{ut} = (0,85)M_{u \max} = (0,85) \times 21,30 = 18,105 \text{ KN.m}$$

❖ **2<sup>ème</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 1,175$ .

$$T(x) = -q_u(x) + R_B \Rightarrow T(x) = -7,81(x) + 19,18$$

$$\begin{cases} T(X = 0) = -7,81 \times 0 + 19,18 = 19,18 \text{ KN.} \\ T(X = 1,175) = -7,81 \times 1,175 + 19,18 = 10 \text{ KN.} \end{cases}$$

➤ **Calcul de moment fléchissant :**

$$\begin{aligned}\sum M = 0 &\Rightarrow M_z = -q_u \frac{x^2}{2} + R_A x \\ M_z &= -7,81 \frac{x^2}{2} + 19,18x\end{aligned}$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_z = 0 \\ x = 1,175 \Rightarrow M_z = 17,15 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant (ELS)

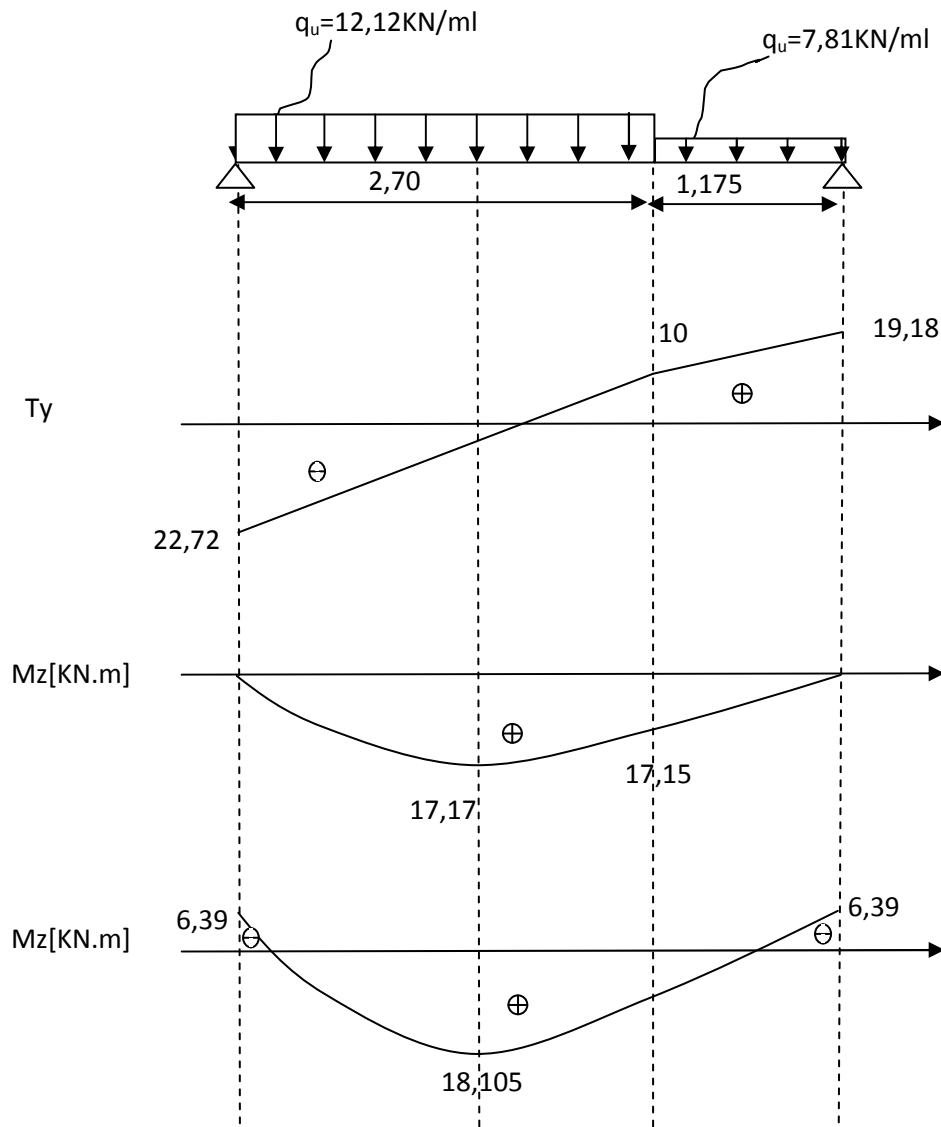


Fig. IV.5.8. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant (ELS)

3). vérification à l'ELS :

a). Etat limite d'ouverture des fissurations :

Tant que les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

b). contrainte de compression dans le béton :

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

➤ **Appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,154.$$

$$\rho_1 = 0,154 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,936 \\ K = 63,12. \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A\beta_1 d} = \frac{6,39 \times 10^3}{2,01 \times 0,936 \times 13} = 261,27 [MPa].$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{261,27}{63,12} = 4,14 (15MPa).$$

$\sigma_{bc} = 4,14 < 15MPa \Rightarrow$  .....condition vérifiée.

➤ **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 13} = 0,522 \longrightarrow \begin{cases} \beta = 0,582 \\ K = 31,157 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A\beta_1 d} = \frac{18,105 \times 10^3}{6,78 \times 0,582 \times 13} = 352,94 [MPa].$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{352,94}{31,157} = 11,33 (15MPa).$$

$\sigma_{bc} = 11,33 < 15MPa \Rightarrow$  .....Condition vérifier.

**c). Vérification de la flèche [ART B.6.5,2 BAEL91 modifiée 99 ] :**

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivants son réunies :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{fe}$
- $\frac{h}{l} = \frac{15}{387,5} = 0,039 < \frac{1}{16} = 0,0625$  .....Condition **non** vérifiée.

**Remarque :** les conditions ne sont pas réunies, donc la vérification de la flèche est indispensable.

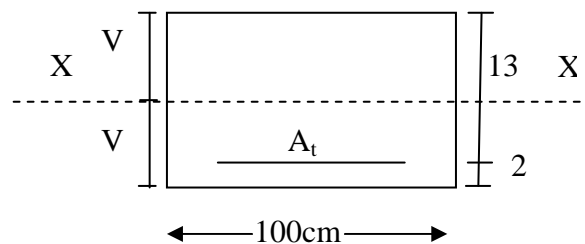


fig IV.5.9

$$f = \frac{M_s^t \times L^2}{10E_v I_{FV}} \leq \tilde{f}$$

$\tilde{f}$  : La flèche admissible

$E_v$  : module de déformation différée ;

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_c j} \quad [\text{Mpa}]$$

Pour  $j=28$  jours et  $f_{c28} = 25$  Mpa  $\rightarrow E_v = 10\,818,86$  Mpa

$I_{f_v}$  : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section ;

$V_1$  : position de l'axe neutre

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

$S_{xx}$  : moment statique de la section homogène par rapport à (x x).

$B_0$  : aire de la section homogène.

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 14Ad = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 6,78 \times 13 \quad \Rightarrow S_{xx} = 12572,1 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = b \cdot h + 15A_t = 100 \cdot 15 + 15 \cdot 6,78 = 1601,7 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow B_0 = 1601,7 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{12572,1}{1601,7} = 7,85 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} [V_1^3 + V_2^3] + 15A_t (V_A)^2$$

$$\Rightarrow I_0 = \frac{100}{3} [7,85^3 + 7,15^3] + 15 \times 6,78 (5,15)^2 = 31006,09 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_v} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} \quad \text{Tq : } \mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{T28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{T28}} ; 0 \right\} = 0,995$$

$$\rho = \frac{A_t}{bd} = \frac{6,78}{100 \cdot 13} = 0,0052 \Rightarrow \rho_{\%} = 0,52$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{T28}}{(2 + \frac{3b}{b}) \rho} = \frac{0,02 \cdot 2,1}{(2 + \frac{3 \cdot 100}{100}) 0,52} = 0,016$$

$$\Rightarrow I_{f_v} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 31006,09}{1 + 0,016 \cdot 0,995} = 33572,23 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_s^t \times L^2}{10E_v I_{FV}} = \frac{18,105 \times 10^5 (387,5)^2}{10 \times 10818,86 \times 33572,23 \times 10^2} = 7,48 \text{ mm}$$

$$\tilde{f} = \frac{L}{500} = 0,775 = 7,75\text{mm}$$

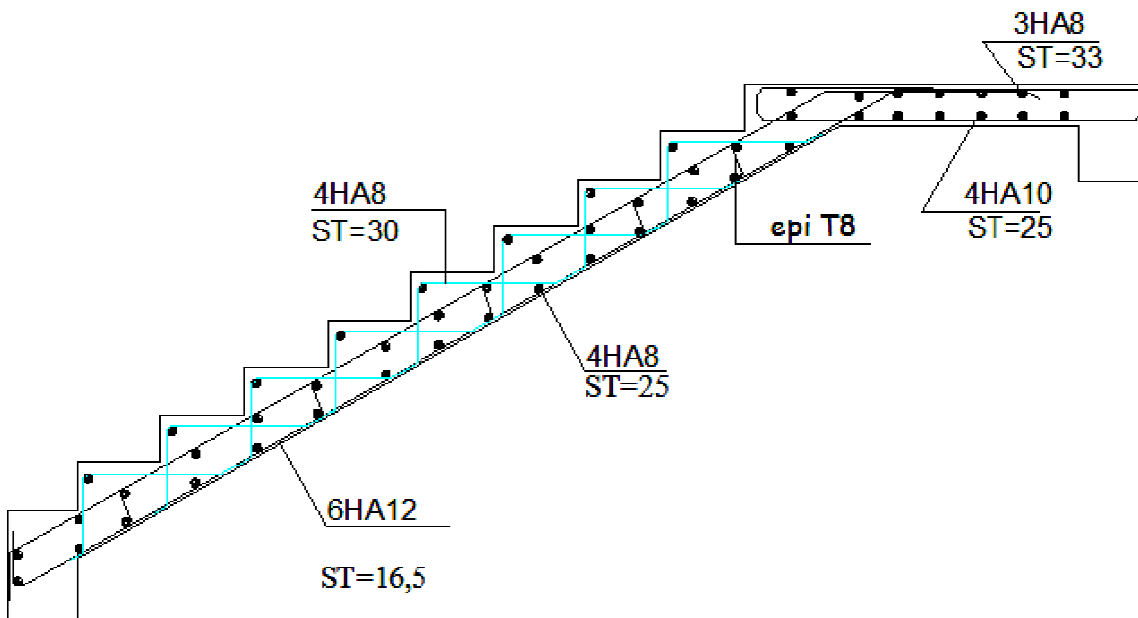
$$f = 7,48 \langle \tilde{f} = 7,75\text{mm}$$

Donc la condition de la flèche est **vérifiée**.

**Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

**IV.5.7. Ferrailage de l'escalier :**



*Fig. IV.5.10. Ferrailage de l'escalier :*

**IV.6. Calcul de la poutre palière :**

**IV.6.2. Pré dimensionnement :**

**a). Hauteur**

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

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

$h$  : hauteur de la poutre.

$$L_{\max} = 2,7\text{m} \Rightarrow \frac{270}{15} \leq h_t \leq \frac{270}{10} \quad \text{donc : } 18\text{cm} \leq h_t \leq 27\text{cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA (Art 7.5.1), On opte pour  $h_t = 30\text{ cm}$  .

**b). Largeur**

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \quad \text{D'ou : } 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$$

D'après les exigences du RPA, on prend  $b = 20\text{cm}$

**Recommandations de l' RPA 99 Version 2003 :**

$$\text{Le RPA exige que : } \begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{30}{20} = 1.5 \leq 4 \end{cases}$$

.....Conditions vérifiées.

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

**IV.6.3. Déterminations des charges :**

➤ Poids propre de la poutre:  $G = 0.20 \times 0.30 \times 25 = 1.5\text{ KN/ml}$ .

➤ Effort tranchant à l'appui :

$$\text{ELU : } T_u = 31,37\text{ KN}$$

$$\text{ELS : } T_s = 22,72\text{ KN}$$

**IV.6.4. Combinaison de charges :**

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 G + \frac{2T_u}{L} = (1.35 \times 1.5) + \frac{(2 \times 31.37)}{2.7}$$

$$q_u = 25.26 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + \frac{2T_s}{L} = 1.5 + \frac{(2 \times 22.72)}{2.7}$$

$$q_s = 18.33 \text{ KN/ml}$$

**IV.6.5. Calcul des efforts à l'ELU***a). Moment isostatique*

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{25.26 \times 2.7^2}{8} = 23.02 \text{ KN.m}$$

*b). Effort tranchant*

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{25.26 \times 2.7}{2} = 34.10 \text{ KN}$$

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

- *aux appuis* :  $M_a = -0.3 \times M_u^{\max} = -0.3 \times 23.02 = -6.91 \text{ KN.m}$
- *En travée* :  $M_t = 0.85 \times M_u^{\max} = 0.85 \times 23.03 = 19.57 \text{ KN.m}$

**c). Diagramme du moment et de l'effort tranchant:**

pour les valeurs de l'effort tranchants et des moments aux appuis et en travée précédentes on a :

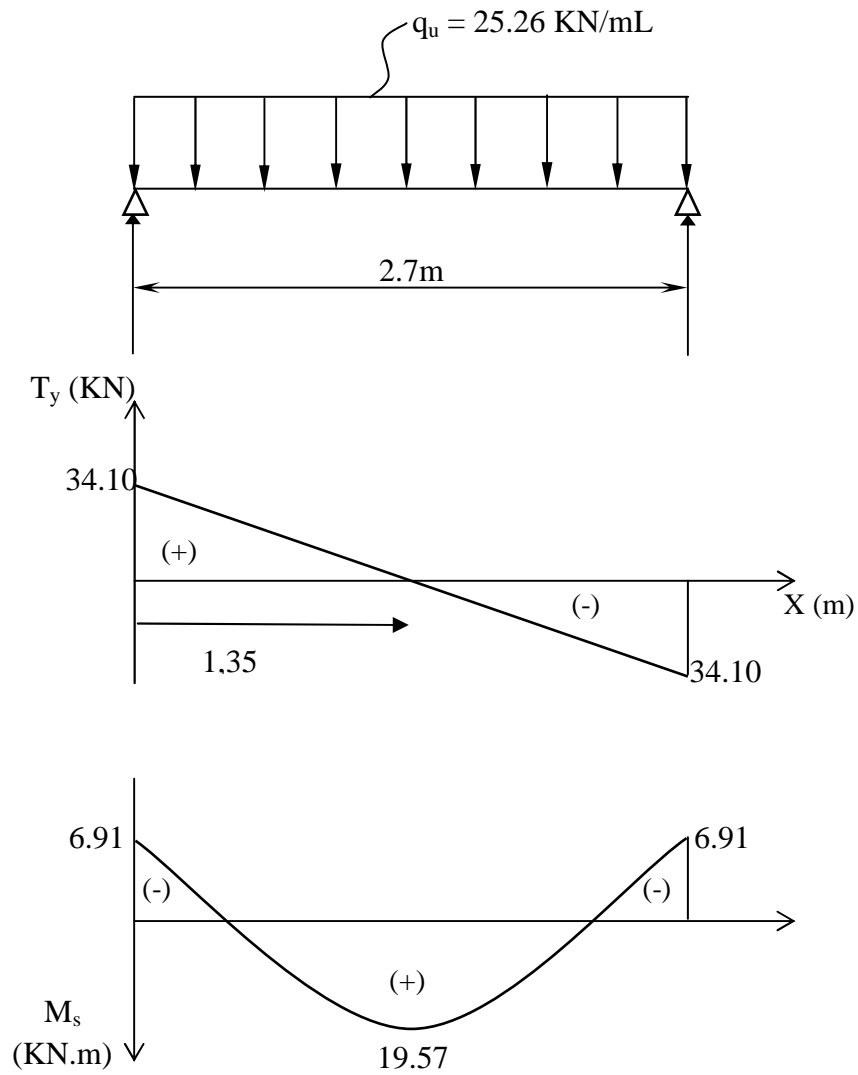


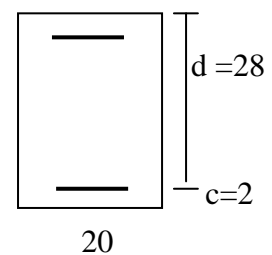
Fig IV.6.1. Diagramme du moment et de l'effort tranchant

**D). Calcul des armatures**

➤ **En travée**

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{19.57 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14.2} = 0.088$$

$$\mu_b = 0.088 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$



$\beta = 0.954$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{19.57 \times 10^3}{0.954 \times 28 \times 348} = 2.11 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte pour : } 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

➤ **aux appuis**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6.91 \times 10^3}{20 \times (28)^2 \times 14.2} = 0.032$$

$\mu_b = 0.032 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  Section simplement armée

$\beta = 0.984$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6.91 \times 10^3}{0.984 \times 28 \times 348} = 0.74 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{On opte pour } 3 \text{ HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2.$$

❖ **Les armatures transversales**

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 12 ; 8,57 ; 20 \} = 8,57 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre :  $\phi = 8 \text{ mm} \longrightarrow$  (1 cadre + 1 étrier)  $\phi 8$

**IV.6.7. Vérifications à l'ELU**

a). **Condition de non fragilité** (BAEL91.Art. A.4.2.1).

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 20 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.68 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.68 \text{ cm}^2 \\ A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.68 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

b). **Vérification de l'effort tranchant** (BAEL91.Art. A.5.2.2)

$T_u = 34.10 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{34.10 \times 10}{20 \times 28} = 0.61 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.61 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \quad \dots\dots \text{Condition est vérifiée}$$

**c). Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :** (BAEL91.Art.A.6.1.3)

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \cdot \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{34.10 \times 10}{0.9 \times 28 \times 3 \times 3.14 \times 1.2} = 1.2 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.2 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**d). Espacement des armatures transversales :**

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

➤ **Aux appuis :**

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12\phi_t \right) = \min \left( \frac{30}{4}, 12 \times 0.8 \right) = 9,6 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 10 \text{ cm}$

➤ **En travée :**

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

**Remarque :** les premières armatures transversales doivent être disposés à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

**IV.6.6. Vérifications à l'ELS**

$$q_s = 18.33 \text{ KN/ml}.$$

➤ **Moment isostatique**

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{18.33 \times (2.7)^2}{8} = 16.7 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort tranchant**

$$T_s = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{18.33 \times 2.7}{2} = 24.74 \text{ KN}$$

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

*aux appuis* :  $M_{sa} = -0.3 \times M_s = -0.3 \times 16.7 = -5.01 \text{ KN.m}$

*En travée* :  $M_{st} = 0.85 \times M_s = 0.85 \times 16.7 = 14.2 \text{ KN.m}$

➤ **Diagramme du moment et de l'effort tranchant:**

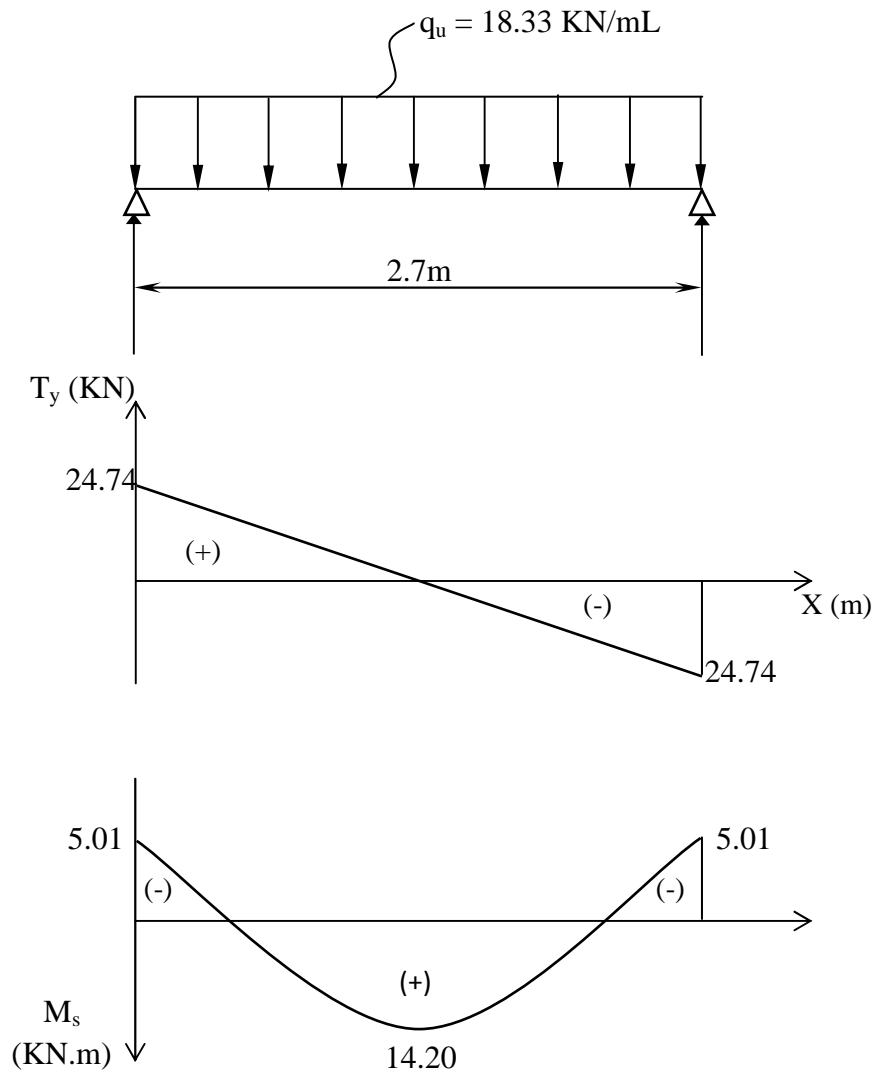


Fig. IV.6.2. Diagramme du moment et de l'effort tranchant:

a). **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier**

1. **Etat limite de compression du béton**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$

*Aux appuis*

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 1.51}{20 \times 28} = 0.268$$

$$\begin{array}{l} \text{(Tableau)} \\ \longrightarrow \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.918 \\ K = 45,98 \end{array} \right.$$

Donc : 
$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \cdot A_s \cdot d} = \frac{5.01 \times 10^3}{0.918 \times 1.51 \times 28} = 129,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0,022 \times 129,08 = 2.84 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 2.84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

..... Condition vérifiée.

**En travée**

$$\rho_1 = \frac{100At}{b.d} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 28} = 0.606$$

$$\begin{array}{l} \text{Tableau} \\ \longrightarrow \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.885 \\ K = 28,48 \end{array} \right.$$

Donc : 
$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \cdot A_s \cdot d} = \frac{14.2 \times 10^3}{0.885 \times 3.39 \times 28} = 169.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0,035 \times 266.66 = 5.92 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 5.92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

}

..... Condition vérifiée

## 2. Etat limite d'ouverture des fissures

Tant que les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

**b). vérification de la flèche (BAEL91/B.6.5.1) :**

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{270} = 0.111 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

..... Condition vérifiée.

$$\frac{h}{L} = 0.095 \geq \frac{M_{tr}}{10M_0} = \frac{14.20}{10 \times 16.7} = 0.085$$

Condition vérifiée.

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{3.39}{20 \times 28} = 6.05 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

..... Condition vérifiée.

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

IV.6.7. Plan de ferrailage de la poutre palière :

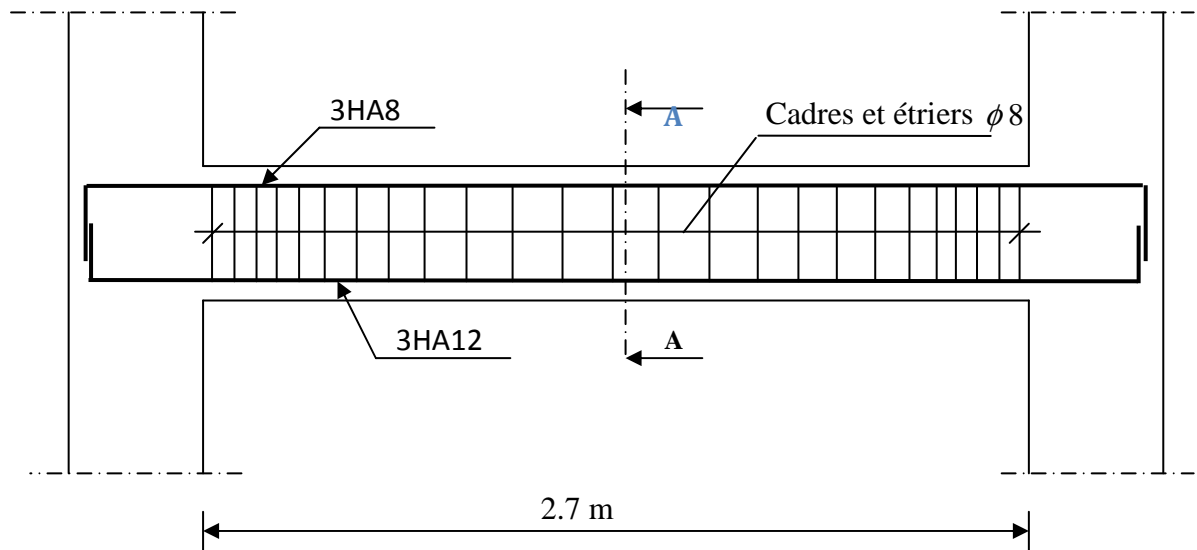


Fig. IV.6.3 Ferrailage de la poutre palière

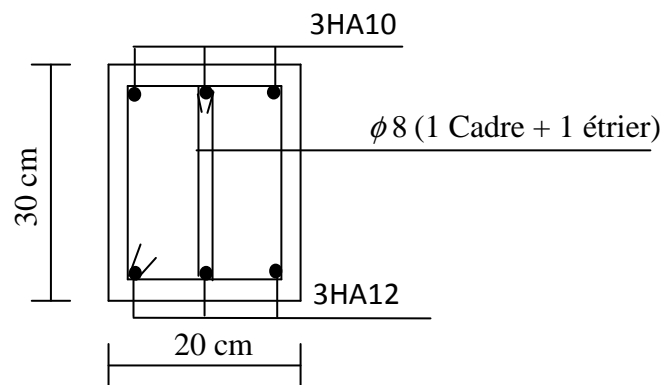


Fig. IV.6.4 Coupe A-A

### IV.7 Etude des planchers

Les planchers semi préfabriqués sont constitués de corps creux et de la dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées qui sont disposées dans le sens de la petite portée, ces derniers possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

$$G = 5,29 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

❖ Détermination des dimensions de la section en T :

$$h = 16 + 4 = 20 \text{ cm (hauteur de la section)}$$

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

$$C = 2 \text{ cm (enrobage)}$$

$$d = 18 \text{ cm (hauteur utile)}$$

$b_1$  : largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure est limitée à la plus faible des valeurs ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L}{2} \quad (1) \\ b_1 = \min \left( b_1 \leq \frac{L_1}{10} \right) \quad (2) \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \quad (3) \end{array} \right.$$

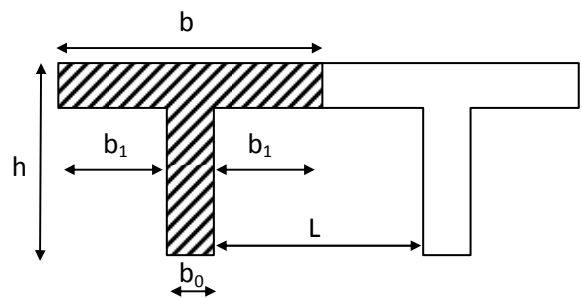


Fig. IV.7.1 schéma statique du plancher.

Avec  $L$  : distance entre deux faces voisines de nervure.

$L_1$  : portée libre entre nus de la poutre.

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \\ b_1 \leq \frac{310}{10} = 31 \\ 24 \leq b_1 \leq 36 \end{array} \right.$$

$$b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

Doù:  $b = 2b_1 + b_0 = 2 \cdot 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$

### IV.7.1 Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle aura une épaisseur de 4 cm et sera armée d'un treillis soudé TLE520 ( $\phi \leq 6\text{mm}$ ), qui doit satisfaire les conditions mentionnées dans l'article suivant :

**[BAEL91/B.6.8,423] : Hourdis sur entrevous de terre cuite ou béton.**

- Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :
  - **20 cm** pour les armatures  $\perp$  aux poutrelles.
  - **33 cm** pour les armatures  $//$  aux poutrelles.
- Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

#### IV.7.1.1 Armatures $\perp$ aux poutrelles :

$$A_{\perp} [ \text{cm}^2 / m_l ] \geq \frac{200}{f_e} \quad \text{Lorsque } L' \leq 50\text{cm}$$

$$A_{\perp} [ \text{cm}^2 / m_l ] \geq \frac{4L'}{f_e} \quad \text{Lorsque } 50\text{cm} \leq L' \leq 80\text{cm}$$

$L'$  : Entre axes des poutrelles, exprimé en cm.

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier utilisé, exprimée en MPa

#### IV.7.1.2 Armatures $//$ aux poutrelles :

$$A_{//} [ \text{cm}^2 / m_l ] \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

- Dans notre cas :  
 $L' = 65 \text{ cm} \Rightarrow 50\text{cm} \leq L' \leq 80\text{cm}$

$$\blacktriangleright A_{\perp} \geq \frac{4L'}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Nous adopterons une section  $A = 5T4 / \text{ml} = 0,63 \text{ cm}^2$  avec  $e=20\text{cm}$

$$\triangleright A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous adopterons la même section que précédemment, soit 5T4/ml avec  $e=20\text{cm}$

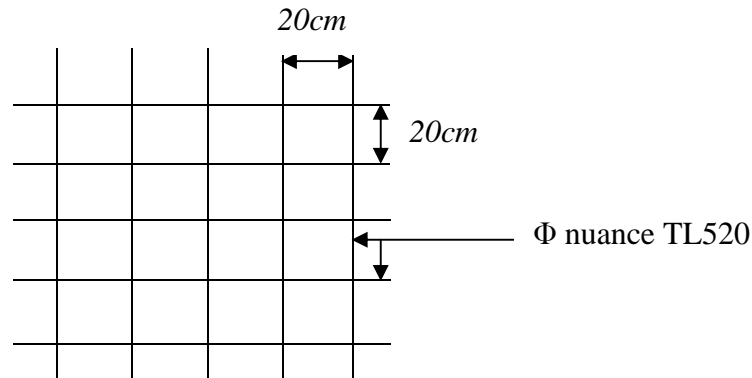


Fig. IV.7.2 Treillis soudés (20OX200)

#### IV.7.2 Etude de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives.

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

##### ➤ 1<sup>ère</sup> étape : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier.

##### Charges et surcharges :

- Poids propre de la poutrelle :  $G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- Poids du corps creux :  $G_2 = 0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- Poids total:  $G_{\text{tot}} = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$
- Surcharge due à l'ouvrier :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

##### A) Calcul à l'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

##### 1). Combinaison de charge :

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

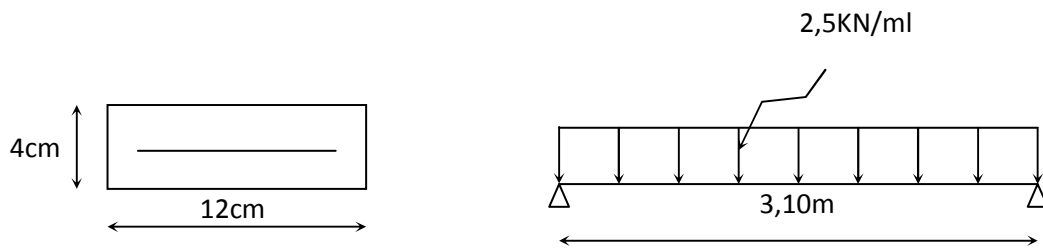


Fig. IV.7.1. Schéma statique de la poutelle.

2). Calcul du moment en travée

$$M_t = q_u \cdot l^2 / 8 = 2,5 \cdot 3,10^2 / 8 = 3,00 \text{ KN/ml}$$

3). Calcul l'effort tranchant :

$$T = q \cdot l / 2 = 2,5 \cdot 3,10 / 2 = 3,875 \text{ KN/ml}$$

4). Ferrailage de la poutelle:

$$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm} \quad (d = \text{hauteur utile})$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3 \cdot 10^3}{12 \cdot 2^2 \cdot 14,2} = 4,40 > 0,394$$

$\mu_b > \mu_c = 0,392 \quad \longrightarrow$  la section est doublement armée (SDA) ;

➤ Conclusion :

Sachant que la hauteur des poutelles est de 4cm, il est impossible de disposer les armatures de compression et de traction, on prévoit des étais intermédiaires afin de soulager la poutelle à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

➤ 2<sup>eme</sup> étape : après coulage de la dalle de compression :

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

Poids propre du plancher :  $G = 5,29 \times 0,65 = 3,44 \text{ KN/ml}$

Surcharges d'exploitation :  $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ml}$

1). Combinaison d'action :

$$\text{ELU} : q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 3,44) + (1,5 \times 1,625) = 7,08 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 3,44 + 1,625 = 5,065 \text{ KN/ml}$$

2). Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

➤ La valeur de la charge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5KN/ml :

$$Q \leq \max (2G ; 5KN/ml)$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/ml} < \max (2G = 10,58 \text{ KN/ml} ; 5 \text{ KN/ml}) \quad \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Le moment d’inertie des sections transversales est la même dans les différentes travées considérées. .....Condition vérifiée.
- la fissuration est considérée comme non préjudiciable. .....Condition vérifiée.
- Les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

|                            |   |                                    |                          |
|----------------------------|---|------------------------------------|--------------------------|
| $\frac{3,30}{3,00} = 1,10$ | } | $0,8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25$ | .....Condition vérifiée. |
| $\frac{3,00}{3,30} = 0,91$ |   |                                    |                          |
| $\frac{4,00}{3,50} = 1,14$ |   |                                    |                          |
| $\frac{3,50}{3,50} = 1,00$ |   |                                    |                          |
| $\frac{3,50}{4,00} = 0,88$ |   |                                    |                          |

**Conclusion :**

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

**Principe de la méthode :**

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées  $M_t$  et au niveau des appuis  $M_w$  et  $M_e$  à partir des fractions fixées forfaitairement et la valeur maximale de moment  $M_0$  dans la travée dite de comparaison qu’est supposée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travées considérées.

- Les valeurs des moments  $M_t$  ;  $M_0$  et  $M_e$  doivent vérifier les conditions suivantes :

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

b).  $M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$  ..... Travée intermédiaire.

$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$  ..... Travée de rive.

c). La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire ne doit pas être inférieure à :

$0,6M_0$  : Pour une poutre à deux travées.

$0,5M_0$  : Pour les appuis voisins de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$0,4M_0$  : Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

**Avec :**

$M_t$  : Moment max en travée pris en compte dans le calcul de la travée considérée.

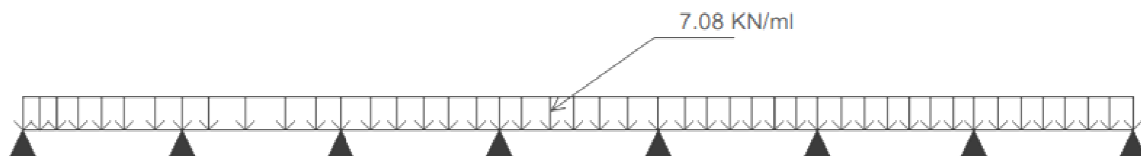
$M_w$  : Moment en valeur absolue sur appui de gauche de la travée considérée.

$M_e$  : Moment en valeur absolue sur appui de droit de la travée considérée.

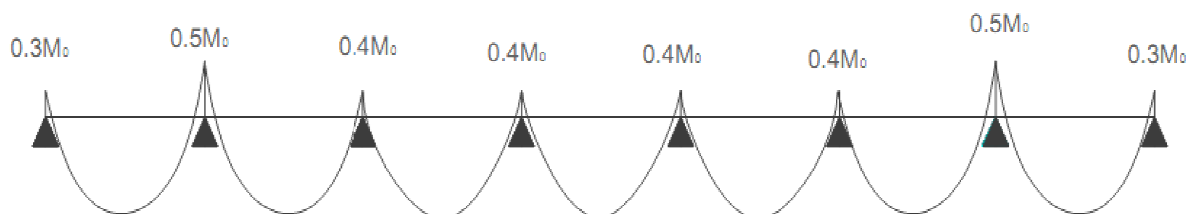
$M_0$  : Moment max dans la travée indépendante, de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

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

➤ Dans notre bâtiment, on a le type de poutrelle à 07 travées :



*Fig. IV.7.3 schéma statique de la poutrelle.*



*Fig. IV.7.4 diagramme des moments sur appuis*

**1). Calcul des moments isostatique :**

**En travée :**

$$M_{01} = M_{03} = M_{05} = M_{07} = \frac{q_u (l_{12})^2}{8} = \frac{7,08 \cdot (3,30)^2}{8} = 9,64 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = M_{04} = M_{06} = \frac{q_u (l_{23})^2}{8} = \frac{7,08(3,00)^2}{8} = 7,97 \text{ KN.m}$$

**Aux appuis :**

$$M_1 = M_8 = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 9,64 = 2,892 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_7 = 0,5 M_{01} = 0,5 \times 9,64 = 4,82 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_4 = M_5 = M_6 = 0,4 \times 9,64 = 3,856 \text{ KN.m}$$

**2). Calcul des moments en travée**

**Travée de rive:**

$$M_{t12} + \frac{M_1 + M_2}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_{01} \Rightarrow M_{t12} \geq 6,71$$

$$\text{Et } (1 + 0,3\alpha) = 1,096 \geq 1,05 \Rightarrow \text{ok}$$

$$M_{t12} \geq \left( \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_{01} \Rightarrow M_{t12} \geq 6,25$$

—————> On prendra donc :  $M_{t12} = 7 \text{ KN.m}$

**Travée intermédiaire :**

**Travée (2-3) et (6-7) :**

$$M_{t23} + \frac{M_2 + M_3}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_{02} \Rightarrow M_{t23} \geq 4,4 \text{ KN.m}$$

$$M_{t23} \geq \left( \frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_{02} \Rightarrow M_{t23} \geq 0,548 M_{02}$$

$$\Rightarrow M_{t23} \geq 4,367 \text{ KN.m}$$

—————> On prendra donc :  $M_{t23} = 4,5 \text{ KN.m}$

**Travée (3-4) et (5-6) :**

$$Mt_{34} + \frac{M_3 + M_4}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_{03} \Rightarrow Mt_{34} \geq 6,71 \text{ KN.m}$$

$$M_{t34} \geq \left( \frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_{03} \Rightarrow M_{t34} \geq 0,548 M_{03}$$

$$\Rightarrow M_{t34} \geq 5,283 \text{ KN.m}$$

—————> On prendra donc :  $M_{t34} = 7 \text{ KN.m}$

**Travée (4-5) :**

$$Mt_{45} + \frac{M_4 + M_5}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_{04} \Rightarrow Mt_{45} \geq 4,879 \text{ KN.m}$$

$$M_{t45} \geq \left( \frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_{04} \Rightarrow M_{t45} \geq 0,548 M_{04}$$

$$\Rightarrow M_{t45} \geq 4,368 \text{ KN.m}$$

—————> On prendra donc :  $M_{t45} = 5 \text{ KN.m}$

**3). Calcul des efforts tranchants :**

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

$$\theta(x) = \frac{q \cdot L}{2} - qx$$

**La travée (1-2) :**

$$T_1 = \frac{q_u \times L_{12}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_{12}} = \frac{7,08 \times 3,30}{2} + \frac{(-4,82) - (-2,892)}{3,30}$$

$$T_1 = 11,682 - 0,584 = 11,098 \text{ KN}$$

$$T_2 = -\frac{q_u \times L_{12}}{2} + \frac{M_2 - M_1}{L_{12}} = -\frac{7,08 \times 3,30}{2} + \frac{(-4,82) - (-2,892)}{3,30}$$

$$T_2 = -11,682 - 0,584 = -12,266 \text{ KN}$$

**La travée (2-3) :**

$$T_2 = \frac{q_u \times L_{23}}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_{23}} = \frac{7,08 \times 3,00}{2} + \frac{(-3,856) - (-4,82)}{3,00}$$

$$T_2 = 10,62 + 0,321 = 10,941 \text{ KN}$$

$$T = -\frac{q_u \times L_{23}}{2} + \frac{M_3 - M_2}{L_{23}} = -\frac{7,08 \times 3,00}{2} + \frac{(-3,856) - (-4,82)}{3,00}$$

$$T_2 = -10,62 + 0,321 = -10,299 \text{ KN}$$

**La travée (3-4) :**

$$T_3 = \frac{q_u \times L_{34}}{2} + \frac{M_4 - M_3}{L_{34}} = \frac{7,08 \times 3,30}{2} + \frac{(-3,856) - (-3,856)}{3,30}$$

$$T_3 = 10,682 + 0 = 10,682 \text{ KN}$$

$$T_4 = -\frac{q_u \times L_{34}}{2} + \frac{M_4 - M_3}{L_{34}} = -\frac{7,08 \times 3,30}{2} + \frac{(-3,856) - (-3,856)}{3,30}$$

$$T_4 = -10,682 + 0 = -10,682 \text{ KN}$$

**La travée (4-5) :**

$$T_4 = \frac{q_u \times L_{45}}{2} + \frac{M_5 - M_4}{L_{45}} = \frac{7,08 \times 3,00}{2} + \frac{(-3,856) - (-3,856)}{3,00}$$

$$T_4 = 10,62 + 0 = 10,62 \text{ KN}$$

$$T_5 = -10,62 \text{ KN}$$

**La travée (5-6) :**

$$T_5 = 11,682$$

$$T_6 = -11,682$$

**La travée (6-7) :**

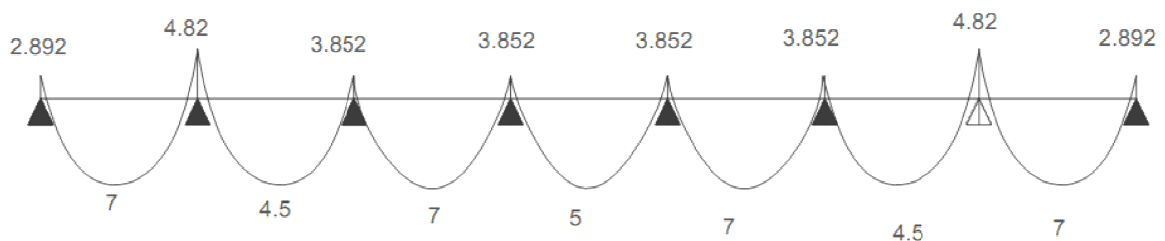
$$T_6 = 10,299$$

$$T_7 = -10,941$$

**La travée (7-8) :**

$$T_7 = 12,266$$

$$T_8 = -11,098$$



**Fig. IV.7.5. Diagramme des moments.**

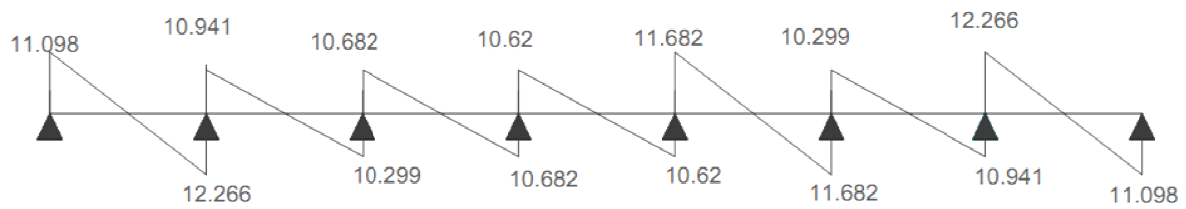


Fig. IV.7.6. Diagramme des efforts tranchants.

#### 4). Calcul des armatures :

##### 4.1). Armatures longitudinales :

###### ➤ En travées :

Le moment max en travées:  $M_{\max}^t = 7 \text{ KN.m}$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \left[ d - \frac{h_0}{2} \right]$$

$$b = 0,65 \text{ m}$$

$$h_0 = 0,04 \text{ m}$$

$$d = 0,18 \text{ m}$$

$$M = 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,04/2) \times 14,2 \times 1000 = 59,07 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 7 \text{ KN.m} < M = 59,07 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression}$$

Donc, le calcul se fait comme si la section est rectangulaire (b, h) de largeur constante égale à la largeur de la table (65x20).

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,2 \cdot 10^3} = 0,023$$

$$\mu_b = 0,023 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,023 \Rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_{St} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{7 \cdot 10^3}{0,988 \times 18 \times 348} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3HA10 = 2,36 cm<sup>2</sup>

###### ➤ Aux appuis :

Le moment max :  $M_a^{\max} = 4,82 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4,82}{0,12 \times 0,18^2 \times 14,2 \cdot 10^3} = 0,087$$

$$\mu_b = 0,087 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,087 \Rightarrow \beta = 0,954$$

$$A_{sa} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4,82 \cdot 10^3}{0,954 \times 18 \times 348} = 0,81 \text{ cm}^2$$

On adopte : 1HA12 = 1,13cm<sup>2</sup>

#### 4.2). Armatures transversales :

Leurs diamètres sont donnés par le (BAEL 91/Art.A.7.212) :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \Phi_{L_{\max}} ; \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35} ; 1,2 ; \frac{12}{10} \right\} = 0,57$$

On choisit un cadre 2 φ 6 avec A<sub>t</sub>= 0,56 cm<sup>2</sup>

#### 4.3). L'espace des cadres :

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

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

$$St \leq 17,1 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

#### Conclusion:

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers HA6, avec un espacement constant **St=15cm** sur la totalité des poutrelles.

#### 4.4). Calcul des ancrages : (BAEL91/Art6.1,23) :

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit d'après les règles BAEL91

$$L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

Pour φ = 10mm → L<sub>s</sub> = 35,27 cm



Fig. IV.7.7.a ferrailage des poutrelles en travée      fig. IV.7.7.b ferrailage des poutrelles en appuis

**B) Vérification à l'ELU :**

**1). Condition de non fragilité (Art.4.2.1/BEAL 91) :**

➤ **Aux appuis :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,261 \text{ cm}^2$$

$A_a = 1,13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,261 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée.

➤ **En travée :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$A_t = 1,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2$  ..... Condition vérifiée.

**2). Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL91.Art.5.1.1) :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5\text{MPa}) \quad \ll \text{Fissuration peu nuisible} \gg$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25\text{MPa} , 5\text{MPa}) = 3,25\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T^{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{12,266 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,57\text{MPa} \quad ; T_{\max} = 12,266\text{KN}$$

$$\tau_u = 0,57 < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

On doit vérifier que :

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

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$$

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

Avec :  $\sum U_i$  : somme de périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = 1. \pi .10 = 31,4\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{12,266.10^3}{0,9 \times 180 \times 31,4} = 2,41\text{MPa}$$

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

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

On doit vérifier que :

$$T_u^{max} \leq 0,267 \times b_0 \times a \times f_{c28} \quad \text{avec : } a = 0.9d$$

$$T_u^{max} \leq 0.267 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,18 \times 10^3 \times 25 = 129.76\text{KN.}$$

$$T_u^{max} \leq 129.76\text{KN}$$

➤ **Appuis de rive :**

$$T_u^{max} = 10,098\text{KN} \leq 129.76\text{KN}$$

➤ **Appuis intermédiaire :**

$$T_u^{max} = 12,266 + 10,941 = 23,207 \leq 129.76\text{KN}$$

..... Condition vérifiée

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

On doit vérifier que :

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u^{max} + \frac{M_{max}}{0,9d} \right)$$

➤ **Appuis de rive :**

$$A = 1,51\text{cm}^2 > \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \left( 10,098 - \frac{2,892}{0,9 \times 0,18} \right) = -0,223 \text{ cm}^2$$

➤ **Appuis intermédiaire :**

$$A = 1,13\text{cm}^2 > \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \left( 23,207 - \frac{7}{0,9 \times 0,18} \right) = -0,575 \text{ cm}^2$$

..... Condition vérifiée

**6). Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires**

(Art. A.51.322/BAEL91.) :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc}^{max} = \frac{T_u^{max}}{b_0 \cdot a} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec } a = 0.9d$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 1,3 \frac{\gamma_{C28}}{f_e} = 1,3 \times \frac{25}{1,5} = 21,67 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{max} = \frac{23,207 \times 10^3}{180 \times 0,9 \times 120} = 1,19 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

⇒ Condition vérifiée

7). Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure :

$$\tau_u = \frac{T_u \cdot (b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_a} = \frac{12,266 \times 10^3 (650 - 120)}{1,8 \times 650 \times 180 \times 40} = 0,77$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u = 3,25 \text{MPa}$$

..... Condition vérifiée

C) Vérification à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toutes les poutrelles de la poutre, ce qui est pour notre cas, pour obtenir les valeurs des moments à l'ELS il suffit de multiplier les résultats à l'ELU par le coefficient :  $\mu = q_u/q_s$

On a:  $\begin{cases} q_u = 7,08 \text{KN/ml} \\ q_s = 5,065 \text{KN/ml} \end{cases}$

$$\mu = q_s/q_u = 5,065/7,08 = 0,71$$

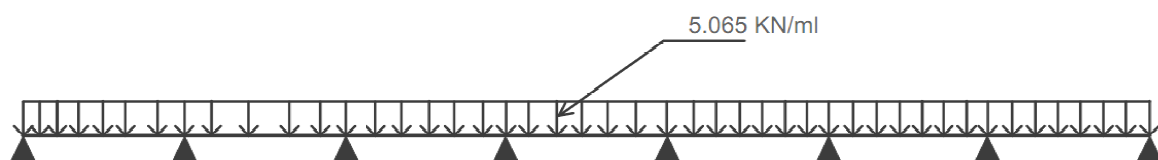


Fig. IV.7.8. Schème statique de la poutre.

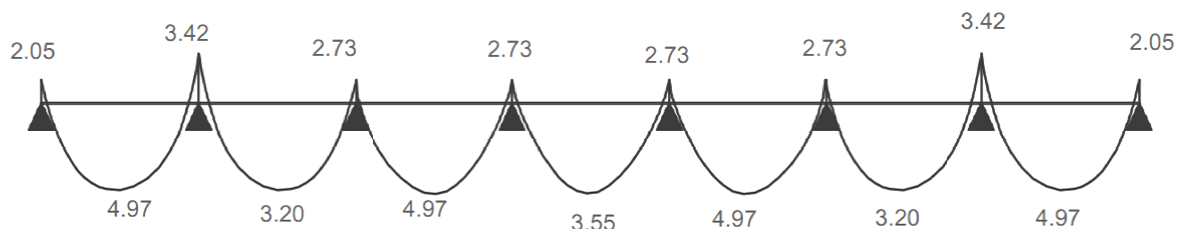


Fig. IV.7.9. Diagramme des moments fléchissant.

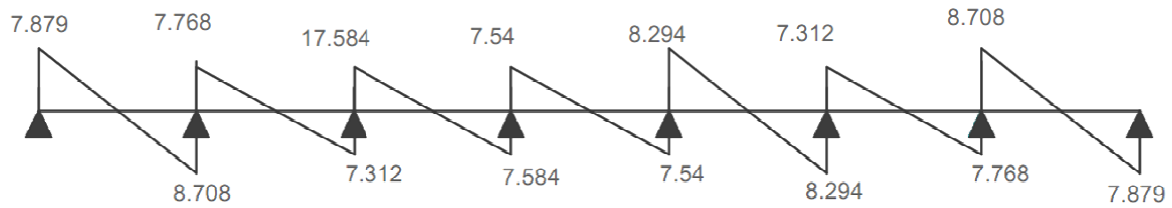


Fig. IV.7.10. Diagramme des moments fléchissant.

**1). Vérification de la résistance a la compression du béton:**

➤ **Aux appuis :**

La section d'armature adoptée à l'ELU en travée est :  $A_a = 1HA12 = 1,13\text{cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 18} = 0,523$$

$$\rho_1 = 0,523 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,891 \\ K_1 = 30,87 \end{cases}$$

**La contrainte dans les aciers:**

$$\sigma_s = \frac{M_a^s}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{3,42}{0,891 \times 18 \times 1,13} = 188,71\text{MPa}$$

**La contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{188,71}{30,87} = 6,11\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,11\text{MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

..... Condition vérifiée

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,51}{12 \times 18} = 0,699$$

$$\rho_1 = 0,523 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,878 \\ K_1 = 25,98 \end{cases}$$

- **La contrainte dans les aciers:**

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{4,97 \times 10^3}{0,878 \times 18 \times 1,51} = 208,26 \text{ MPa}$$

- **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{208,26}{25,98} = 8,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,02 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

..... Condition vérifiée

## 2). Etat limite d'ouverture des fissures :

Nous avons une fissuration peu nuisible aucune vérification n'est nécessaire.

## 3). Vérification de la flèche :( BAEL91/ArtB.6.5,2)

Il n'est pas nécessaire de procéder a la vérification de la flèche si :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{20}{310} = 0,0645 > 0,0625 \quad \text{..... condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{20}{310} > \frac{1}{10} \times \frac{4,97}{9,64} = 0,0515 \quad \text{..... condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,51}{12 \times 18} = 0,0069 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \text{..... condition vérifiée.}$$

h: hauteur de la section droite.

L : longueur de la travée entre nus d'appuis.

d: hauteur utile de la section droite.

b<sub>0</sub> : longueur de la nervure.

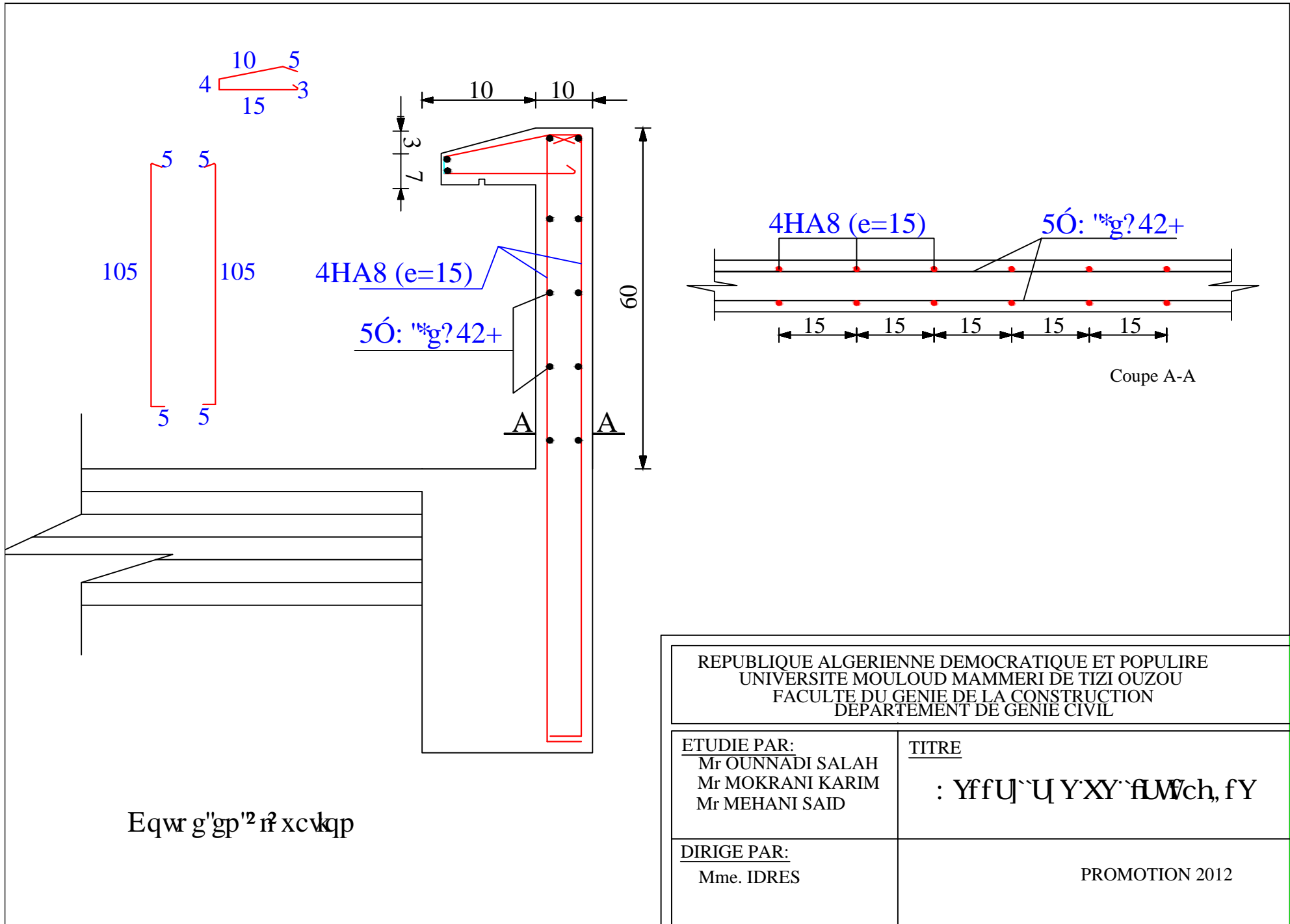
M<sub>0</sub> : le moment fléchissant maximum de la travée supposé indépendante et reposant sur deux appuis libre.

M<sub>t</sub> : moment fléchissant maximum de la travée.

Les trois conditions sont vérifiées, donc on se dispense du calcul de la flèche.

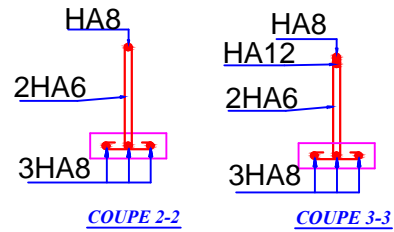
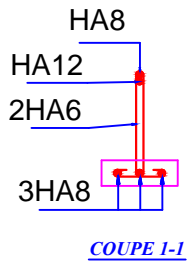
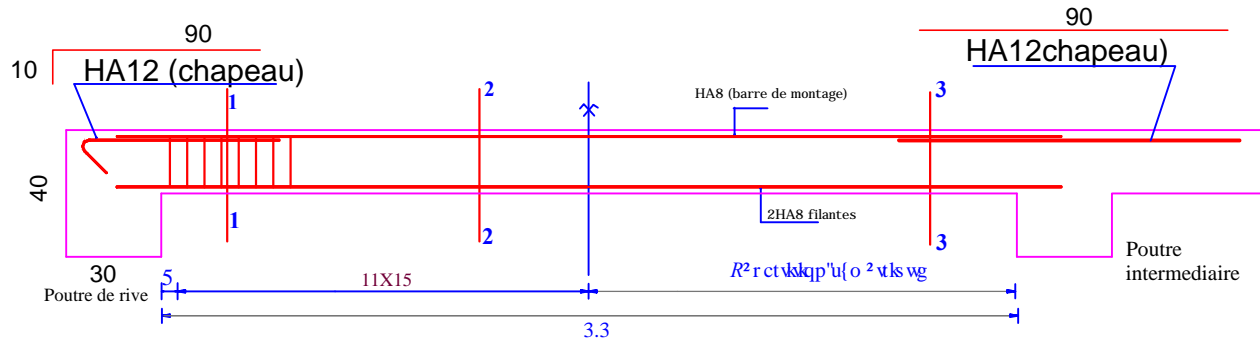
**Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

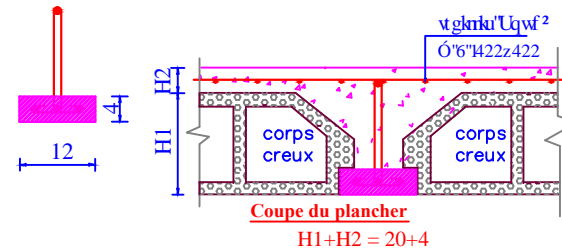


|  |  |
|--|--|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULIRE<br>UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI OUZOU<br>FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION<br>DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL |  |
| ETUDIE PAR:<br>Mr OUNNADI SALAH<br>Mr MOKRANI KARIM<br>Mr MEHANI SAID  | TITRE<br><br>: YffUj`U Y`XY`fLUWch, fY |
| DIRIGE PAR:<br>Mme. IDRES  | PROMOTION 2012                         |

**EXEMPLE DE FERRAILLAGE DES POUTRELLES**



**Ferrailage des poutrelles**



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

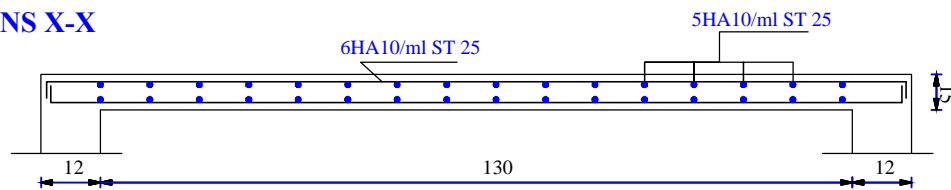
**ETUDIE PAR:**  
Mr OUNNADI SALAH  
Mr MOKRANI KARIM  
Mr MEHANI SAID

**TITRE**  
Ferrailage du Plancher

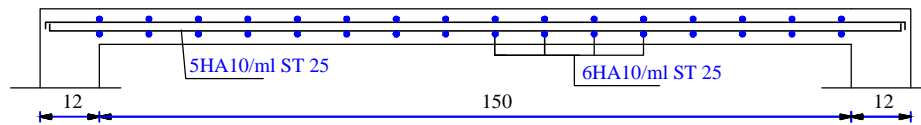
**DIRIGE PAR:**  
Mme. IDRES

PROMOTION 2012

**SENS X-X**



**SENS Y-Y**



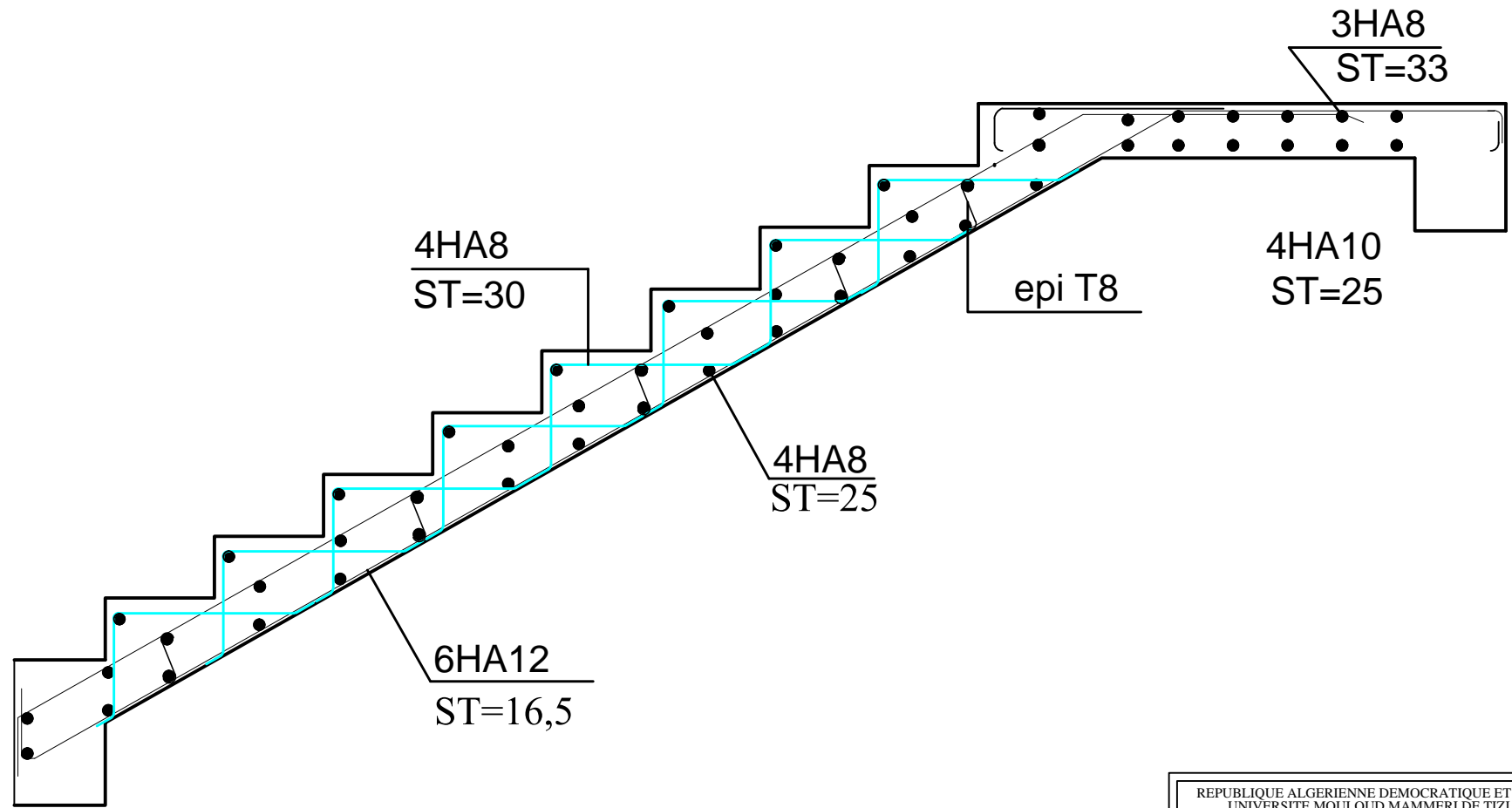
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:  
M<sup>r</sup> FOUNNADI SALAH  
M<sup>r</sup> MOKRANI KARIM  
M<sup>r</sup> MEHANI SAID

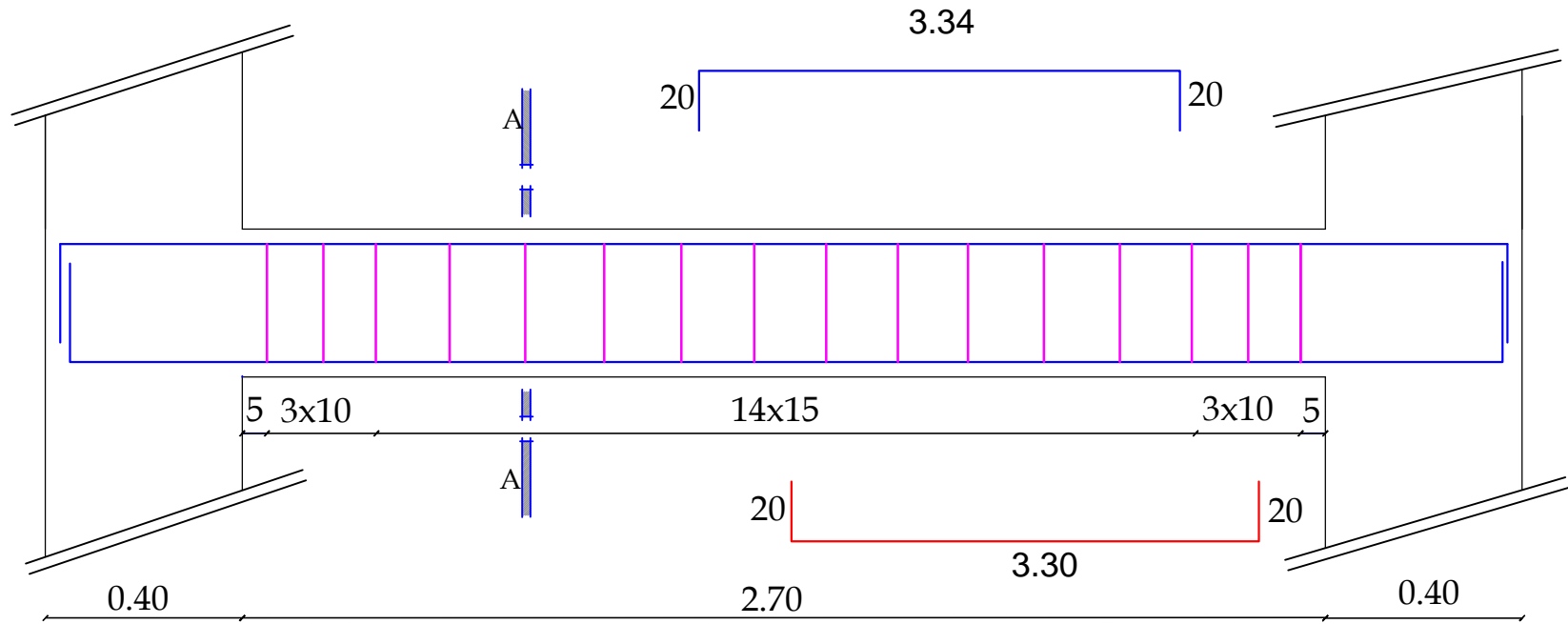
TITRE  
Ferrailage de la salle de machine

DIRIGE PAR:  
Mme. IDRES

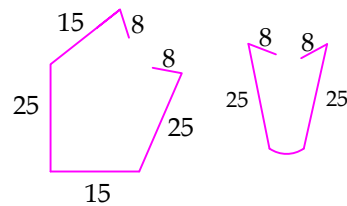
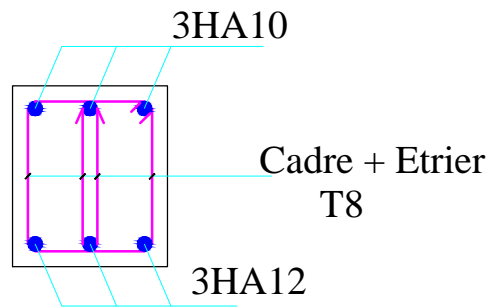
PROMOTION 2012



|   |                                   |
|---|-----------------------------------|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE<br>UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI OUZOU<br>FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION<br>DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL |                                   |
| ETUDIE PAR:<br>Mr OUNNADI SALAH<br>Mr MOKRANI KARIM<br>Mr MEHANI SAID   | TITRE<br>Ferrailage des escaliers |
| DIRIGE PAR:<br>Mme. IDRES   | PROMOTION 2012                    |



## Coupe A-A

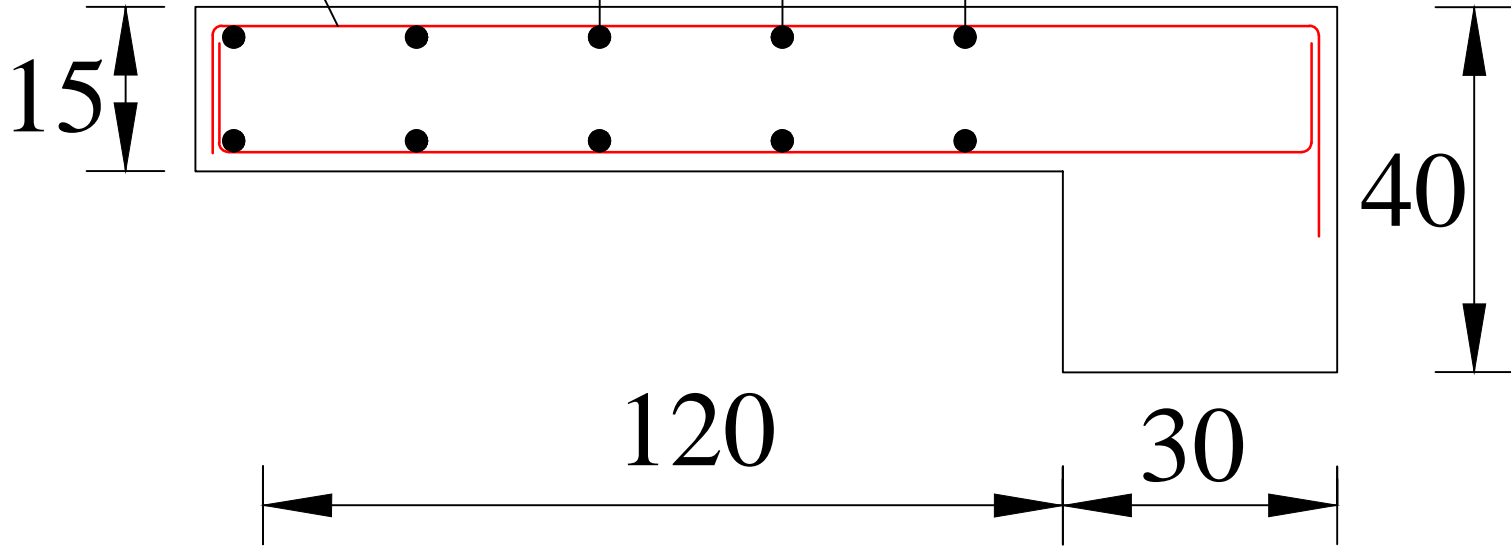


|   |  |
|---|--|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE<br>UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI OUZOU<br>FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION<br>DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL |  |
| <b>ETUDIE PAR:</b><br>Mr OUNNADI SALAH<br>Mr MOKRANI KARIM<br>Mr MEHANI SAID  | <b>TITRE</b><br>Ferrailage des balcons |
| <b>DIRIGE PAR:</b><br>Mme. IDRES  | PROMOTION 2012                         |

14 145 30

5T10(e=20)

6O: "g?47+



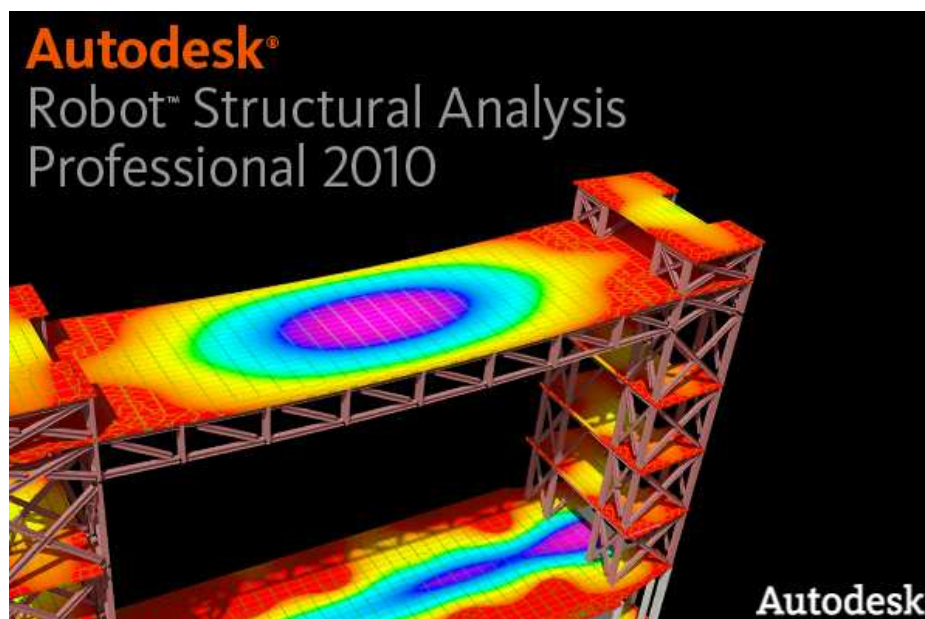
|   |                                 |
|---|---------------------------------|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE<br>UNIVERSITE MOULUD MAMMERY DE TIZI OUZOU<br>FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION<br>DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL |                                 |
| ETUDIE PAR:<br>Mr OUNNADI SALAH<br>Mr MOKRANI KARIM<br>Mr MEHANI SAID   | TITRE<br>Ferrailage des balcons |
| DIRIGE PAR:<br>Mme. IDRES   | PROMOTION 2012                  |

## *Chapitre V*

### *Présentation du logiciel ROBOT*

### V.1) Description générale du logiciel ROBOT :

Le logiciel *Autodesk Robot Structural Analysis* (nommé *Robot* dans le fichier d'aide entier) est un progiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. *Robot* permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par *Robot* est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.



### V.2. Mode opératoire: divisé en plusieurs étapes

- Définition du modèle de la structure.
- Calcul (statique ; dynamiques).
- Dimensionnement des éléments de la structure à partir des résultats du calcul obtenus des normes disponibles.

### V.3. Etapes de calcul à suivre dans ROBOT :

#### a) Choix du type de structure :

Après le lancement du système robot, la fenêtre représentée ci après s'affiche, cette fenêtre permet de définir le type de la structure à étudier, Pour notre cas on étudiera une structure en portique spatial comme montré sur la figure suivante.



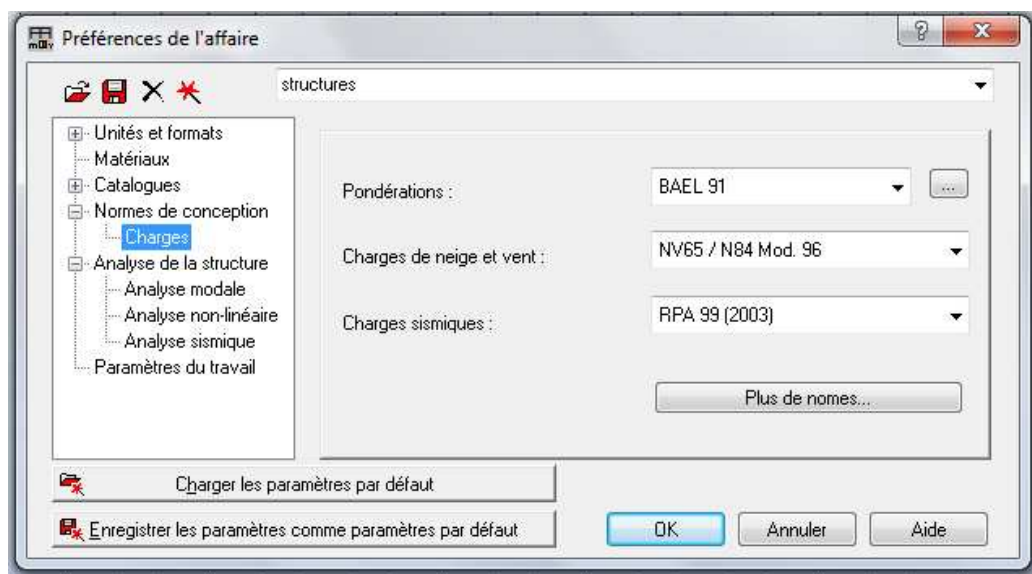
- Treillis
- Portiques
- Structures mixtes
- Grillages de poutres
- Plaques
- Coques
- Contraintes planes
- Déformations planes
- Eléments axisymétriques
- Eléments Volumiques

**b) Configuration du logiciel «préférence et préférences de l'affaire» :**

Avant d'entamer la modélisation il faut régler les préférences (longue, affichage, ...) et les préférences d'affaire (les unités, les matériaux, les normes,...).

Allez au menu déroulant outils/préférence (ou outils/préférence d'affaire).

**Remarque :** On a pas besoin de faire les réglages des préférences et préférences d'affaire pour chaque projet, il suffit de faire une seule fois après l'installation de Robot.

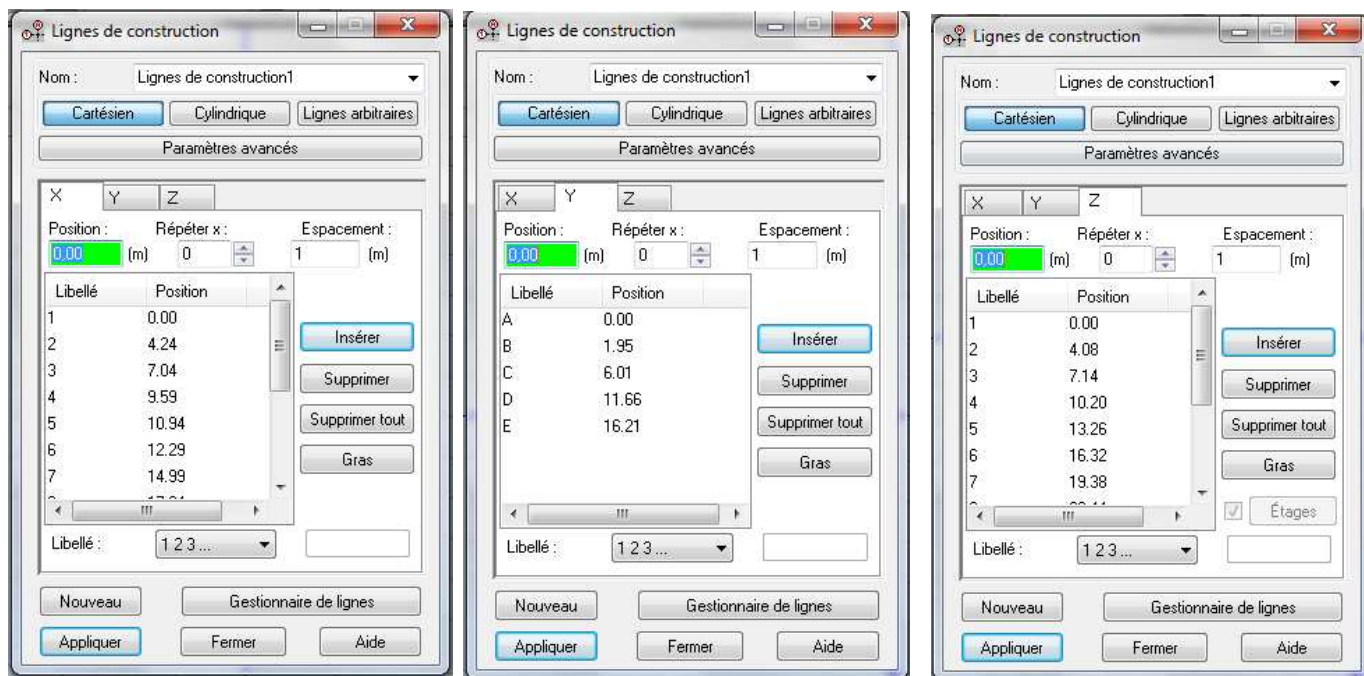


**c) Les lignes de construction :**

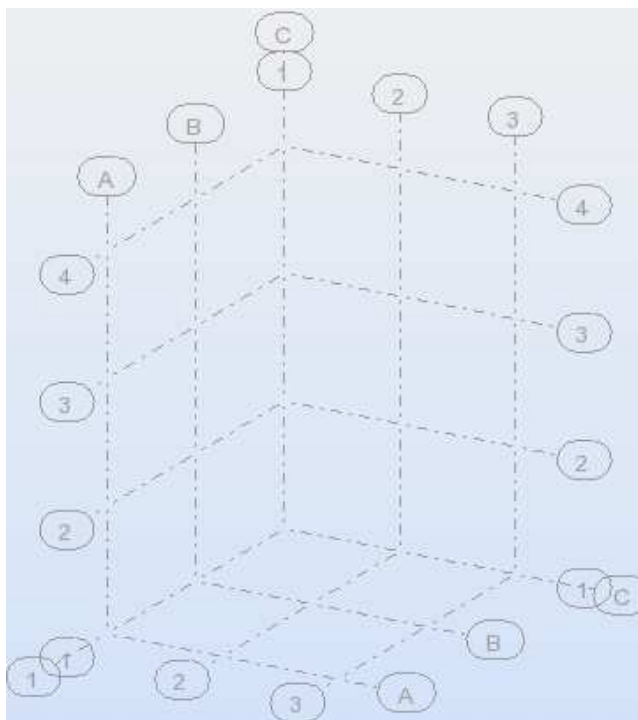
La première étape de modélisation c'est le dessin des lignes de construction. Ces lignes représentent les axes de la structure (X, Y et Z).




Dans la fenêtre de Robot allez à la première icône de la barre d'outils qui se trouve sur la droite de la fenêtre :



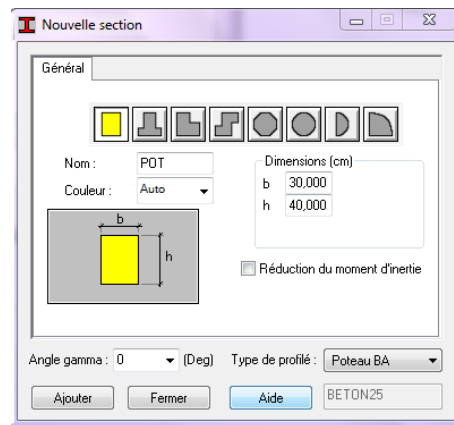
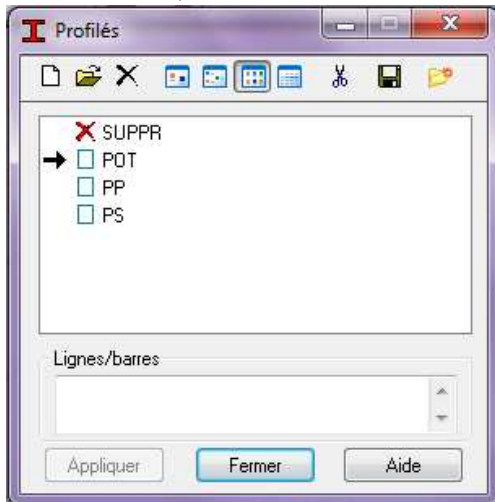
Cliquer sur (appliquer) et activer la vue en 3D et on aura le résultat suivant :




**d) Profils des barres :**

Cette étape permet de définir les différentes sections. Dans la barre d'outils «**Modèle de structure**», on clique sur l'icône : 

Puis on clic sur « **définir un nouveau profilé** » et on choisit le type et la géométrie de notre section, en introduisant les dimensions de nos éléments.

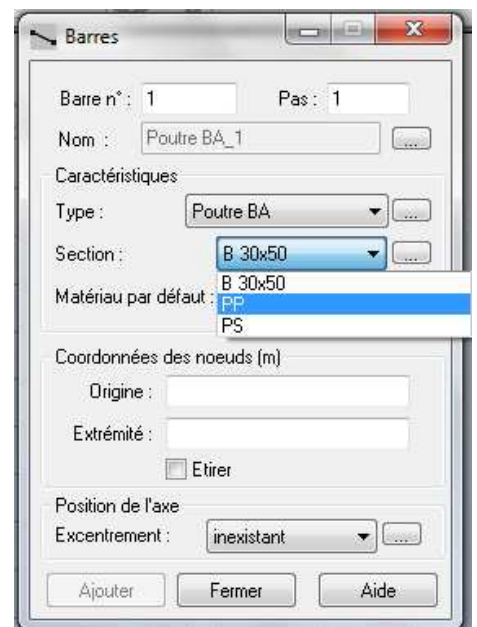


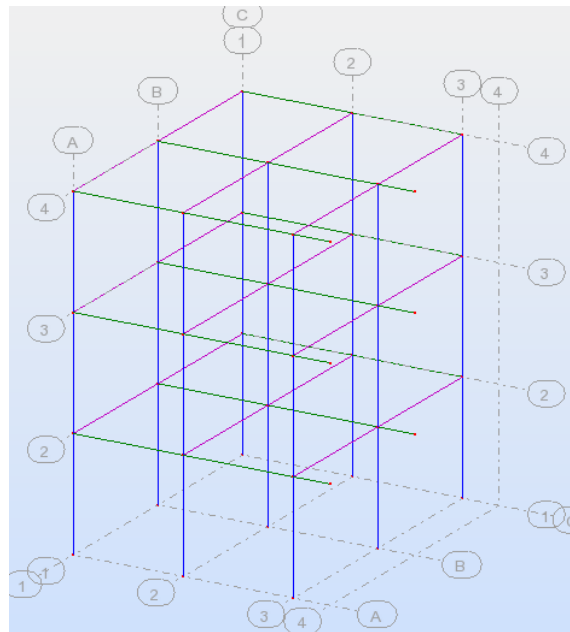
**e) Création des barres :**

Avec la commande «**barre**»  dans la barre d'outils, on choisit l'élément et sa section. Le dessin du modèle de la structure est fait suivant les lignes de construction.

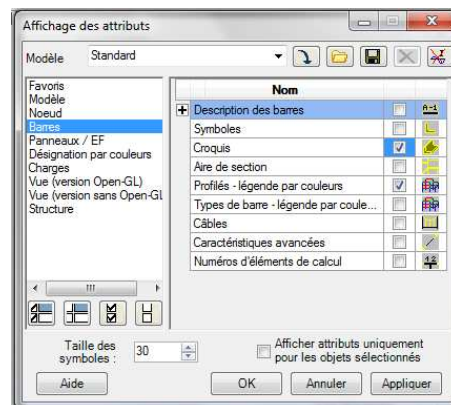
**EXP :** Dans le champ (type) on sélectionne poutre BA, dans le champ (section) on sélectionne (PP 30x50). Cliquer sur le champ (origine) et dessiner les poutres principales. Par le même principe on peut dessiner toutes les poutres principales et secondaires du plancher niveau 7,14m.

Pour diviser les barres dans les points d'intersection, sélectionner toutes les poutres puis allez au menu déroulant Edition / intersection. On remarque que les barres ont été divisées et que des nœuds ont été engendrés au point d'intersection.





Après avoir dessiner la structure, le logiciel permet de donner aux éléments de la structure les attributs. Pour choisir les attributs à afficher à l'écran, on clique sur l'icône «**Affichage des attributs**» qui se trouve en bas et à gauche de la fenêtre de ROBOT.



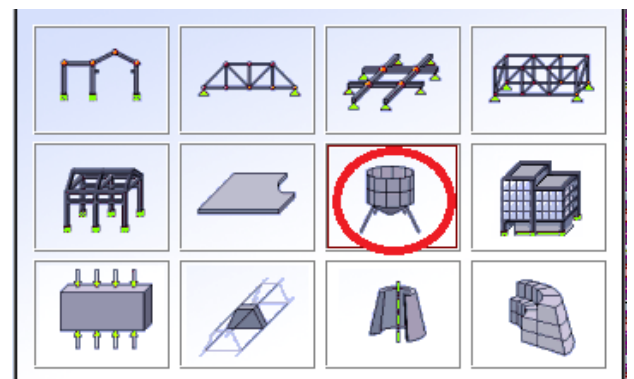
**f) Création des panneaux :**

Afin de créer des panneaux dans la structure, on doit sélectionner le type de structure approprié «**coque**» sur la vignette de démarrage de ROBOT et effectuer les actions suivantes :

- ☀ Définir les contours des éléments de la structure de type plaque ou coque.
- ☀ Définir à partir des contours des panneaux en leurs affectant les attributs suivants
  - Epaisseur et le type de ferrailage.

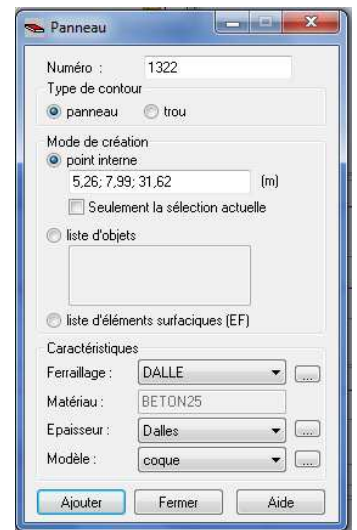
Pour définir un panneau on doit définir les paramètres suivants :

- Numéro du panneau
- Contour des panneaux : on peut procéder de trois manier :



- Définissez un point interne
- Saisissez le numéro de l'objet
- Donnez la liste des éléments finis surfaciques
- Type de ferrailage de panneau
- Matériaux
- Epaisseur du panneau

Après le lancement des calculs de la structure, le maillage par élément finis surfaciques est généré automatiquement conformément aux paramètres définis dans la boîte de dialogue préférence de l'affaire.



**Conteur du panneau :**

Pour définir les conteurs des panneaux, on peut utiliser l'option polyligne / contour qui est disponible soit :

- ☀ A partir du menu déroulant, structure/ objet/ polyligne-contour.
- ☀ A partir de la barre d'outils, icône



**Epaisseur des panneaux :**

La boîte de dialogue épaisseur EF sert à :

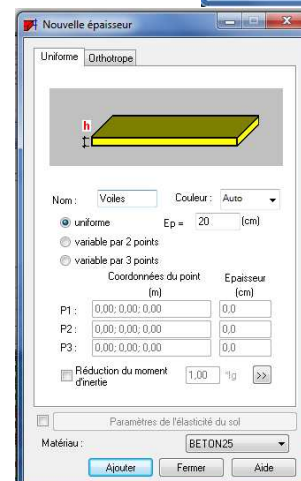
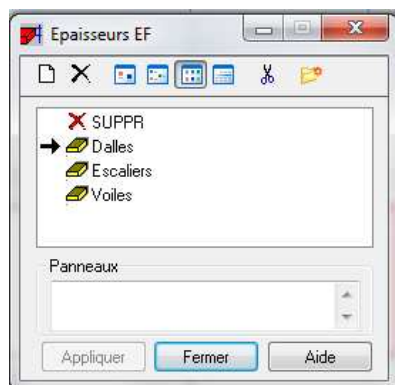
- ☀ Définir une nouvelle épaisseur.
- ☀ Affecter le type d'épaisseur sélectionné sur la liste, aux panneaux de la structure.


Pour accéder à la boîte de dialogue EPAISSEUR EF

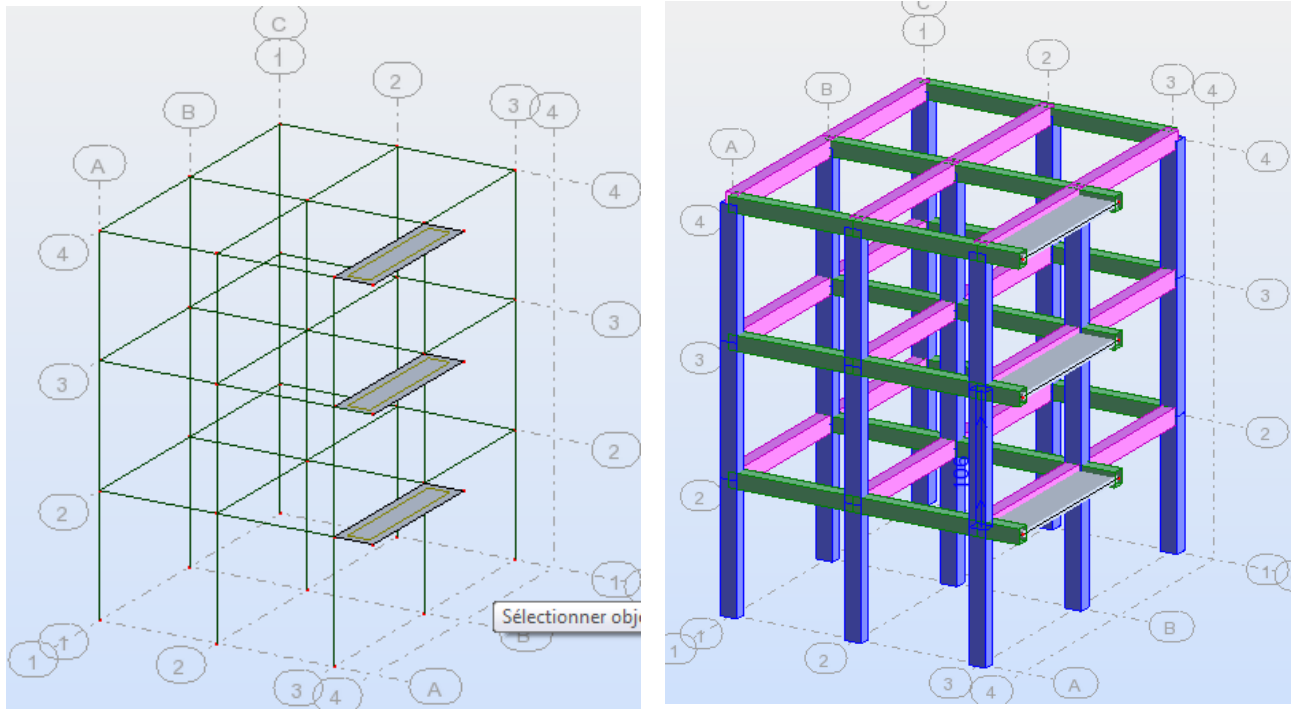
- Sélectionner la commande structure/ caractéristique/ épaisseur.
- Cliquer sur icône

Après un clic sur l'icône ou un double clic sur la liste des épaisseurs ; la boîte de dialogue nouvelle épaisseur s'ouvre ; sur l'onglet uniforme, on peut définir :

- Nom et la couleur affectés.
- Epaisseur du panneau
- Matériau




**Exp :** Pour modéliser les balcons, on clic sur l'icône «panneau»  de la barre d'outils, cocher la case panneau et pose le curseur dans la case où l'on demande un point interne. La définition s'accomplit par un clic à l'intérieur du contour du balcon.



**g) Définition des appuis :**

Afin d'affecter les appuis dans la structure ; on peut procéder de plusieurs manières à savoir :

- Menu structure/appuis
- Après un clic sur l'icône  La boîte de dialogue appui se compose de trois onglets qui permettent d'affecter le type d'appui sélectionné aux objets suivants :
  - L'onglet nodal : nœuds
  - L'onglet linéaires : ligne concerne les structures de type plaque et coque
  - L'onglet surfacique

**h) III. chargement :**

• **Cas de charge :**

Toutes les charges dans le logiciel robot sont groupées en cas de charge ; chaque cas possède un numéro et un nom.

La commande est accessible par :

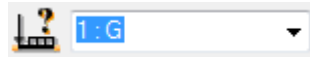
- menu chargement/ cas de charge

- après un clic sur icône 

Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure, dans le menu «chargement», «cas de charge» on choisit la nature et le nom puis on clic sur «nouveau».

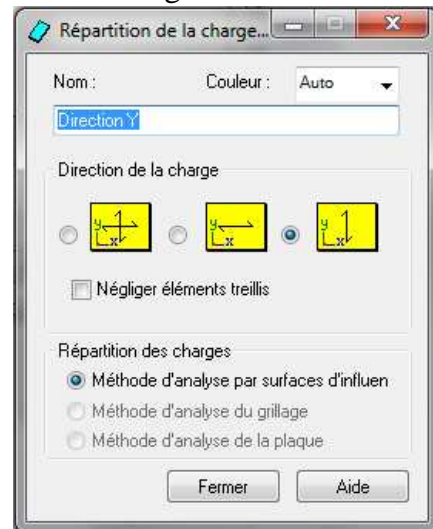
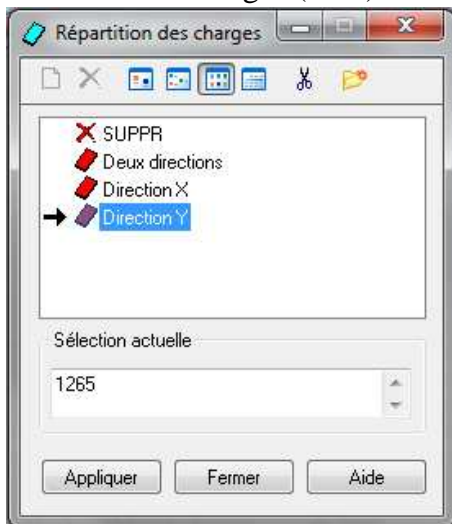
**Chargement de la structure :**

Pour charger la structure on choisit le type de charge G (permanente), Q (exploitation).

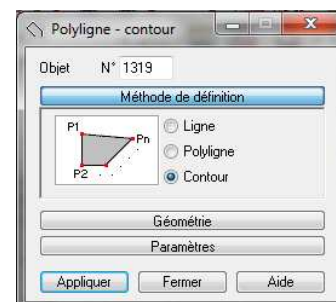
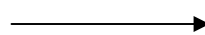
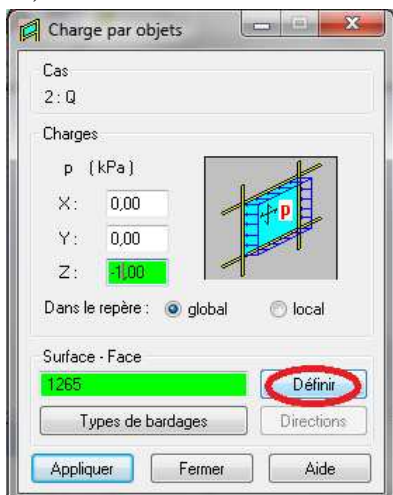


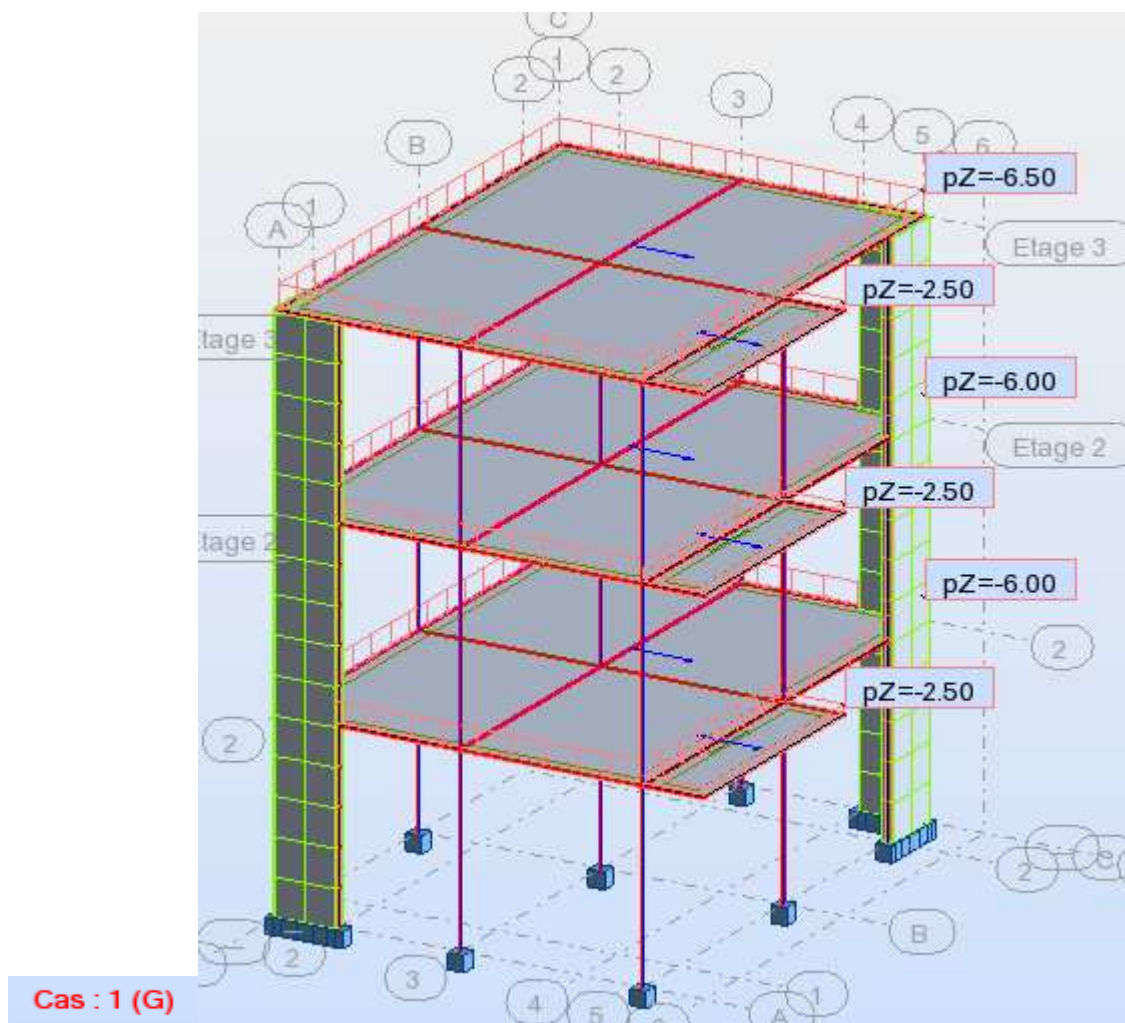
Avant d'appliquer la charge surfacique, on doit définir les bardages et pour se faire on sélectionne dans le menu «structure», «caractéristiques additionnelles», «répartition des charges-bardages».

Dans la boite de dialogue ci-dessous on clique sur nouveau. On introduit le nom, la direction des charges (X-Y) et la méthode de la répartition des charges.

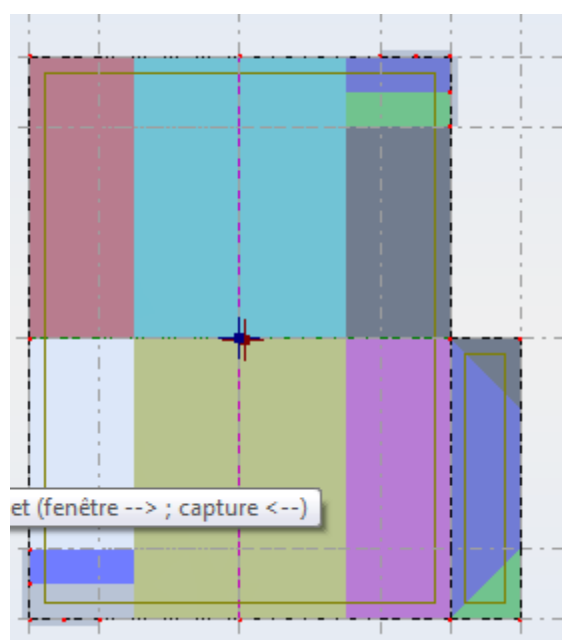
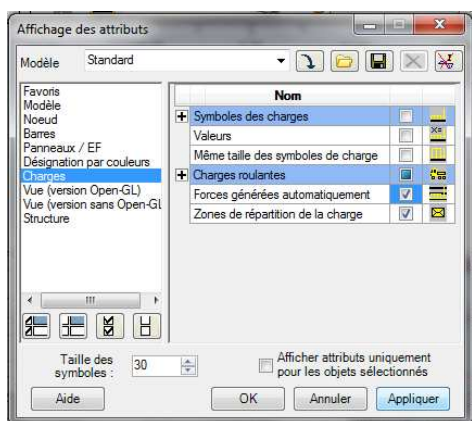


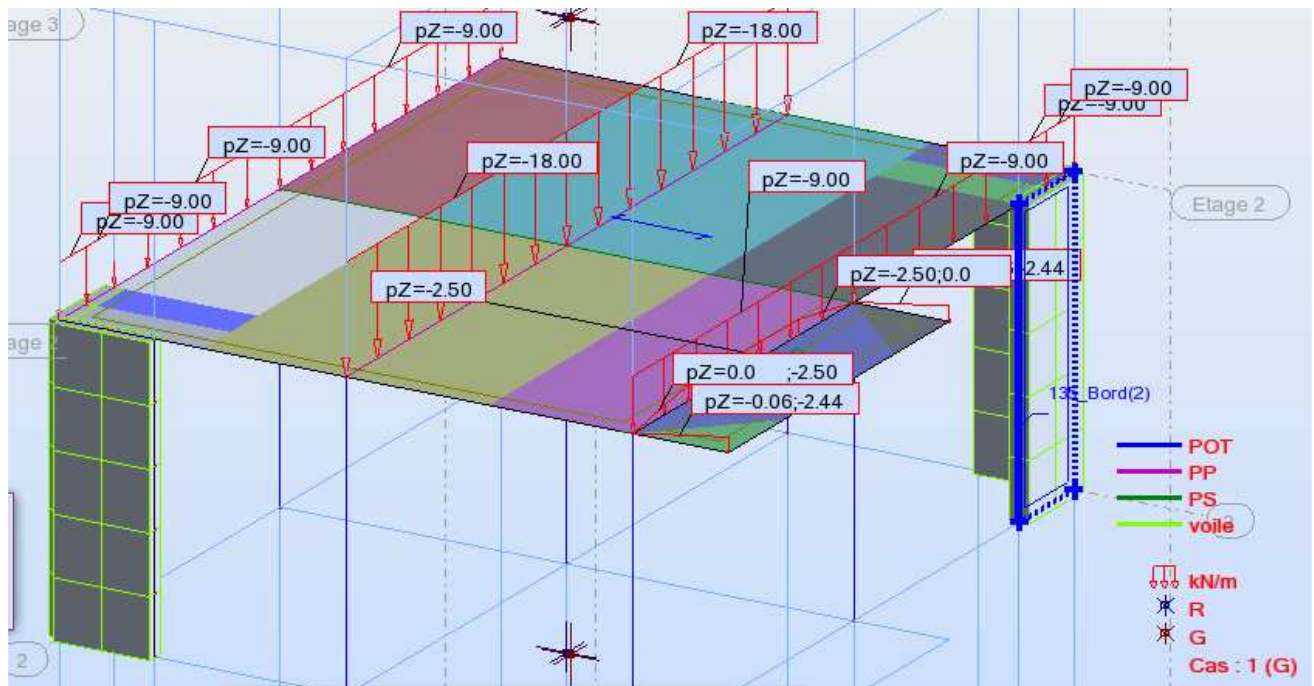
Dans le menu «charge», «autre charges», « charge surfacique sur barre par objet 3D», on introduit la valeur de G ou Q dans la zone «charge».





Si on active l'option « **force généré automatiquement** » Robot va afficher la valeur de la charge repris par chaque poutre principale:

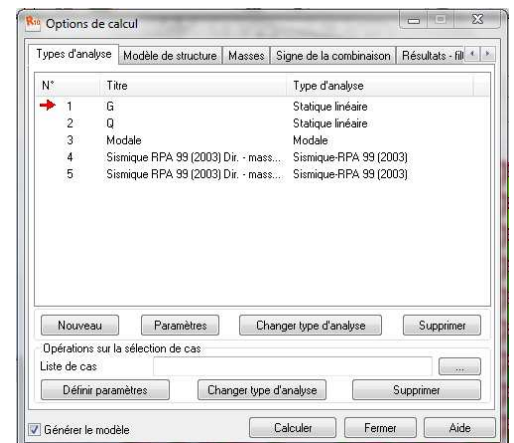




➤ **Etude modale et sismique :**

Dans le menu déroulant «analyse» clic sur «type d'analyse».

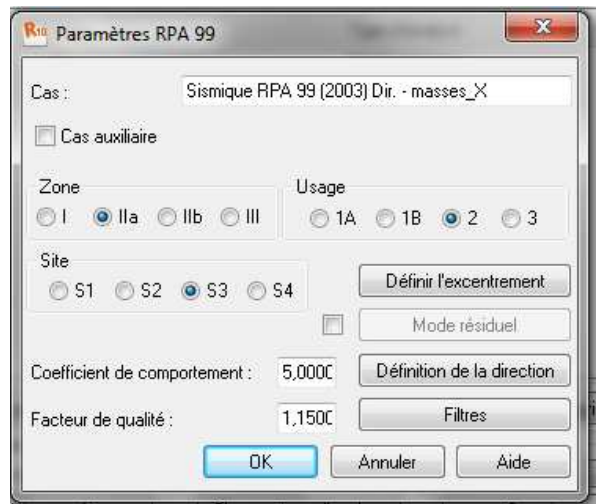
Dans la boîte de dialogue «option de calcul» on clique sur «nouveau», Sélectionner «type d'analyse modale» et cliquer sur OK. Dans la boîte de dialogue «Paramètres de l'analyse modale» faire les réglages suivants :



On clique sur OK et on va remarquer l'affichage d'un nouveau cas de charge appelé «modale»

Pour effectuer l'analyse sismique, il faut sélectionner la norme sismique et déterminer les paramètres réglementaires.

Dans la boîte de dialogue définition d'un nouveau cas, on choisit l'analyse sismique comme type d'analyse en cliquant sur le bouton d'option «sismique», sélectionner le règlement parasismique RPA99(2003) à l'aide de la liste déroulante.




Après avoir cliqué sur le bouton OK la boîte de dialogue qui permet de définir tous les paramètres de l'analyse sismique suivant les règles RPA99version 2003 apparaît :

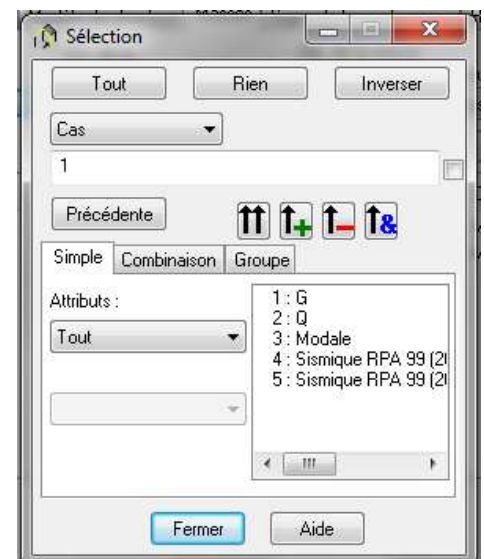
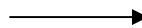
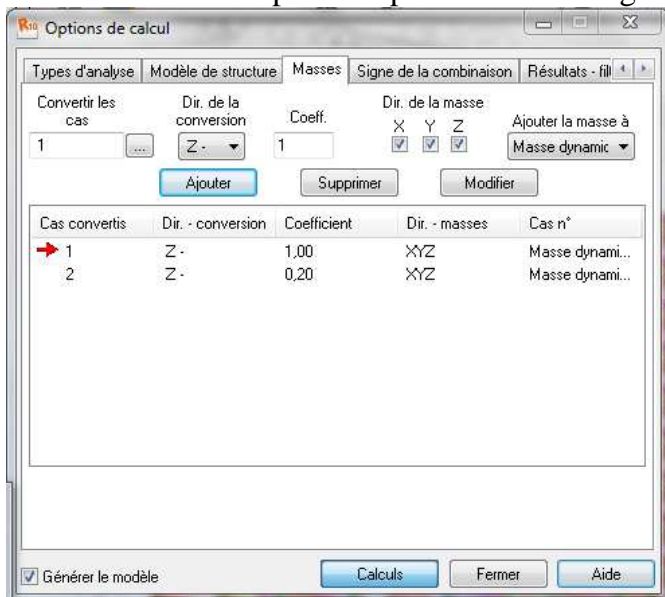
Afin d'effectuer l'analyse sismique suivant les prescriptions de cette norme, on doit définir les paramètres suivants :

Zone → usage → site → coefficient de comportement      facteur de qualité  
Et on met Z=0 dans → «**définition de la direction**».

Le logiciel permet de calculer la masse de la structure à partir des éléments et des charges que l'on introduit.

Dans le menu masse de la boîte de dialogue option de calcul, on clique sur convertir les cas puis dans la fenêtre qui apparaît, on choisit le cas de charge (G et Q) et on clique

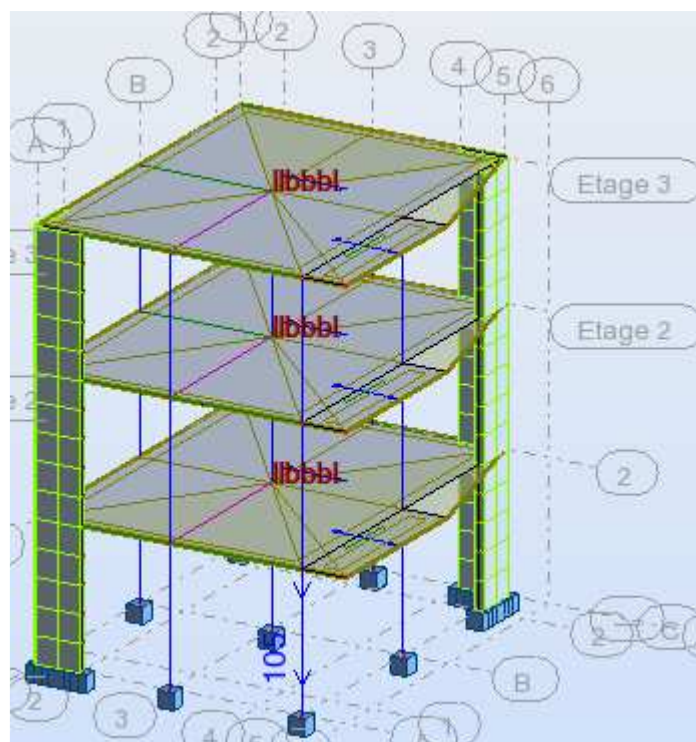
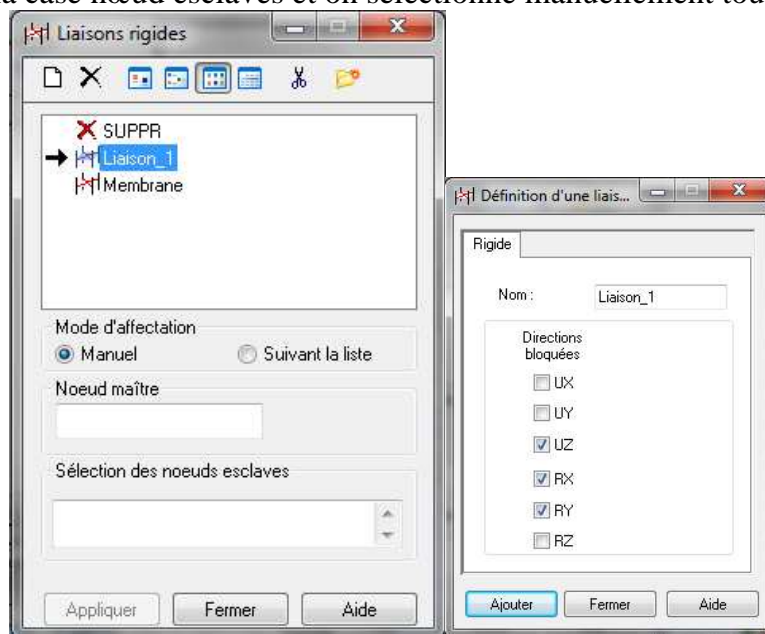
sur  puis fermer. On choisit la direction ainsi que le coefficient et on clique sur ajouter. On refait la même opération pour d'autre charge.




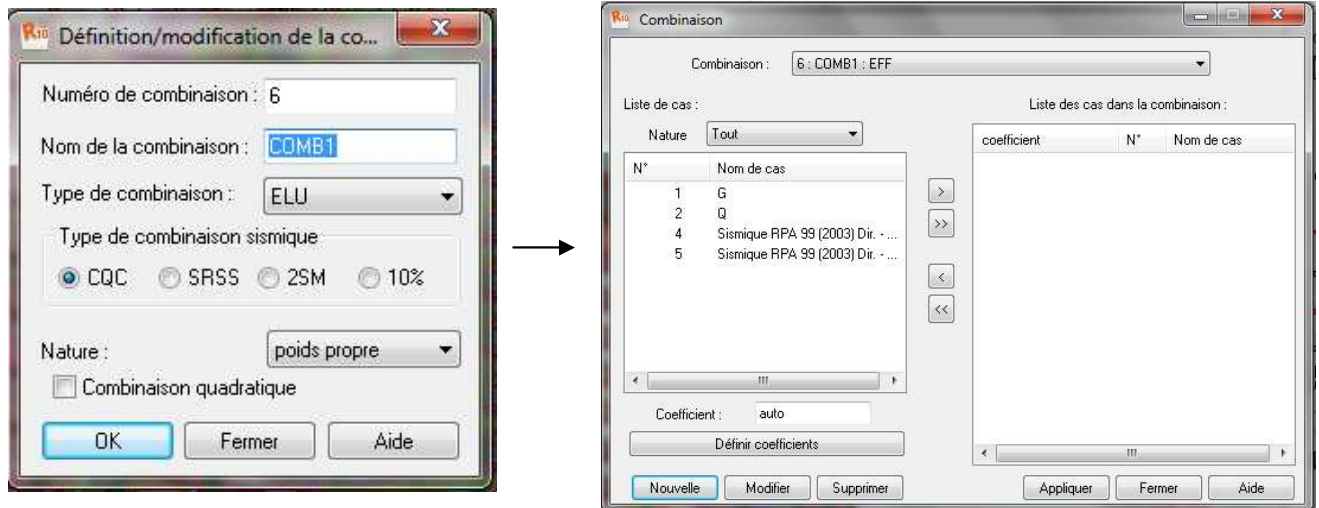
i) **Le nœud maître :**

Pour satisfaire l'hypothèse du plancher infiniment rigide (diaphragme) on doit définir le nœud maître. Dans le menu « **structure** » → « **caractéristiques additionnelles** » → « **liaisons rigide** », on clique sur « **nouveau** ». On coche les directions bloquées.

On pose le curseur dans la case nœud maître et on clique sur un point de la structure, on clique dans la case nœud esclaves et on sélectionne manuellement toute la structure.

j) **Les combinaisons d'action :**

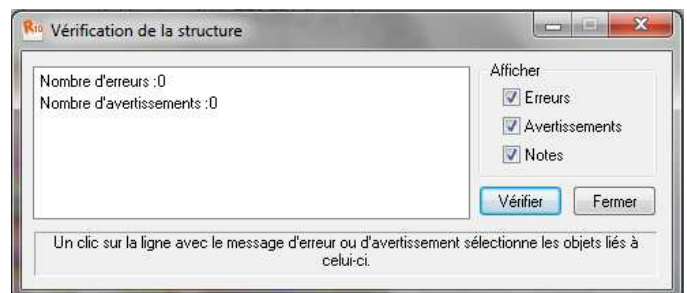
Dans le menu « **chargement** », « **combinaison manuel** », on choisit le type de la combinaison et sa nature. On valide avec la touche 



Pour faire une autre combinaison on clique sur nouvelle, on refait la même opération pour toutes les combinaisons.

**k) Vérification de la structure :**

Avant de passer à l'analyse de la structure, le logiciel permet de vérifier s'il ya des erreurs dans la modélisation. Dans le menu « **analyse** », on click sur « **vérifier la structure** » et ROBOT nous affiche le nombre et la nature des erreurs.

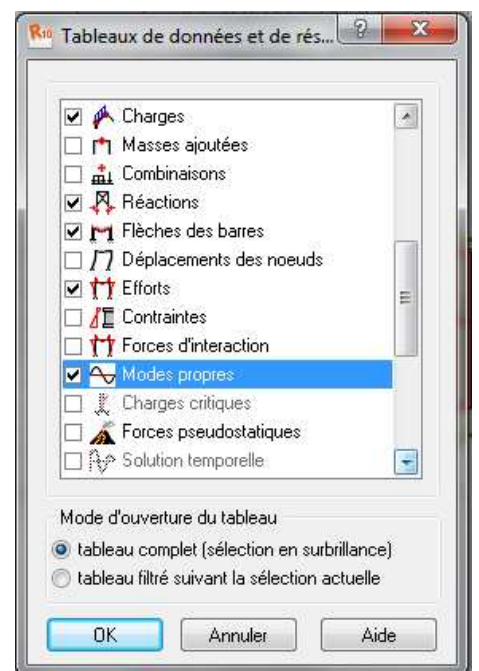


**V.4. Analyse de la structure :**

Dans le menu « **analyse** », « **calculer** », on lance l'analyse de la structure.

**V.5. Exploitation des résultats :**

Dans le menu « **résultat** » on clique sur le résultat que l'on veut afficher (réactions, diagrammes, flèche, efforts, contraintes, déplacements, ferrailage,...), on peut aussi cliquer sur le bouton droit de la souris, on choisit « **tableau** », on coche la case du résultat que l'on veut extraire. ROBOT donne plusieurs résultats, des efforts internes aux plans de ferrailage en passant par des notes de calculs, nous allons donner quelques exemples des résultats que l'on exploite.



**a. Vérification des périodes :**

On click sur le bouton droit de la souris et puis sur tableau, on coche la case (mode propre), on aura donc toutes les informations nécessaires concernant l'analyse modale.

| Cas/Mode | Fréquence [Hz] | Période [sec] | Masses Cumulées UX [%] | Masses Cumulées UY [%] | Masses Cumulées UZ [%] | Masse Modale UX [%] | Masse Modale UY [%] | Masse Modale UZ [%] | Tot.mas.UX [kg] | Tot.mas.UY [kg] |
|----------|----------------|---------------|------------------------|------------------------|------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|-----------------|-----------------|
| 3/ 1     | 5,363          | 0,186         | 63,941                 | 14,311                 | #ind#                  | 63,941              | 14,311              | #ind#               | 278040,547      | 278040,547      |
| 3/ 2     | 5,475          | 0,183         | 75,355                 | 81,405                 | #ind#                  | 11,414              | 67,095              | #ind#               | 278040,547      | 278040,547      |
| 3/ 3     | 7,485          | 0,134         | 75,359                 | 81,418                 | #ind#                  | 0,005               | 0,013               | #ind#               | 278040,547      | 278040,547      |
| 3/ 4     | 8,401          | 0,119         | 75,493                 | 81,427                 | #ind#                  | 0,133               | 0,009               | #ind#               | 278040,547      | 278040,547      |
| 3/ 5     | 8,800          | 0,114         | 84,462                 | 81,481                 | #ind#                  | 8,970               | 0,054               | #ind#               | 278040,547      | 278040,547      |
| 3/ 6     | 10,024         | 0,100         | 84,758                 | 85,081                 | #ind#                  | 0,295               | 3,600               | #ind#               | 278040,547      | 278040,547      |
| 3/ 7     | 12,591         | 0,079         | 85,343                 | 90,086                 | #ind#                  | 0,585               | 5,005               | #ind#               | 278040,547      | 278040,547      |
| 3/ 8     | 12,816         | 0,078         | 90,004                 | 90,469                 | #ind#                  | 4,661               | 0,383               | #ind#               | 278040,547      | 278040,547      |
| 3/ 9     | 16,984         | 0,059         | 90,005                 | 90,828                 | #ind#                  | 0,001               | 0,358               | #ind#               | 278040,547      | 278040,547      |
| 4/ 1     | 5,363          | 0,186         | 63,941                 | 14,311                 | #ind#                  | 63,941              | 14,311              | #ind#               | 278040,547      | 278040,547      |
| 4/ 2     | 5,475          | 0,183         | 75,355                 | 81,405                 | #ind#                  | 11,414              | 67,095              | #ind#               | 278040,547      | 278040,547      |
| 4/ 3     | 7,485          | 0,134         | 75,359                 | 81,418                 | #ind#                  | 0,005               | 0,013               | #ind#               | 278040,547      | 278040,547      |
| 4/ 4     | 8,401          | 0,119         | 75,493                 | 81,427                 | #ind#                  | 0,133               | 0,009               | #ind#               | 278040,547      | 278040,547      |
| 4/ 5     | 8,800          | 0,114         | 84,462                 | 81,481                 | #ind#                  | 8,970               | 0,054               | #ind#               | 278040,547      | 278040,547      |
| 4/ 6     | 10,024         | 0,100         | 84,758                 | 85,081                 | #ind#                  | 0,295               | 3,600               | #ind#               | 278040,547      | 278040,547      |
| 4/ 7     | 12,591         | 0,079         | 85,343                 | 90,086                 | #ind#                  | 0,585               | 5,005               | #ind#               | 278040,547      | 278040,547      |
| 4/ 8     | 12,816         | 0,078         | 90,004                 | 90,469                 | #ind#                  | 4,661               | 0,383               | #ind#               | 278040,547      | 278040,547      |
| 4/ 9     | 16,984         | 0,059         | 90,005                 | 90,828                 | #ind#                  | 0,001               | 0,358               | #ind#               | 278040,547      | 278040,547      |
| 5/ 1     | 5,363          | 0,186         | 63,941                 | 14,311                 | #ind#                  | 63,941              | 14,311              | #ind#               | 278040,547      | 278040,547      |
| 5/ 2     | 5,475          | 0,183         | 75,355                 | 81,405                 | #ind#                  | 11,414              | 67,095              | #ind#               | 278040,547      | 278040,547      |
| 5/ 3     | 7,485          | 0,134         | 75,359                 | 81,418                 | #ind#                  | 0,005               | 0,013               | #ind#               | 278040,547      | 278040,547      |
| 5/ 4     | 8,401          | 0,119         | 75,493                 | 81,427                 | #ind#                  | 0,133               | 0,009               | #ind#               | 278040,547      | 278040,547      |
| 5/ 5     | 8,800          | 0,114         | 84,462                 | 81,481                 | #ind#                  | 8,970               | 0,054               | #ind#               | 278040,547      | 278040,547      |
| 5/ 6     | 10,024         | 0,100         | 84,758                 | 85,081                 | #ind#                  | 0,295               | 3,600               | #ind#               | 278040,547      | 278040,547      |
| 5/ 7     | 12,591         | 0,079         | 85,343                 | 90,086                 | #ind#                  | 0,585               | 5,005               | #ind#               | 278040,547      | 278040,547      |
| 5/ 8     | 12,816         | 0,078         | 90,004                 | 90,469                 | #ind#                  | 4,661               | 0,383               | #ind#               | 278040,547      | 278040,547      |
| 5/ 9     | 16,984         | 0,059         | 90,005                 | 90,828                 | #ind#                  | 0,001               | 0,358               | #ind#               | 278040,547      | 278040,547      |

On click sur extrêmes globaux et on obtient les valeurs max et min

|             | Fréquence [Hz] | Période [sec] | Masses Cumulées UX [%] | Masses Cumulées UY [%] | Masses Cumulées UZ [%] | Masse Modale UX [%] | Masse Modale UY [%] | Masse Modale UZ [%] | Tot.mas.UX [kg] | Tot.mas.UY [kg] |
|-------------|----------------|---------------|------------------------|------------------------|------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|-----------------|-----------------|
| <b>MAX</b>  | 16,984         | 0,186         | 90,005                 | 90,828                 | #ind#                  | 63,941              | 67,095              | #ind#               | 278040,547      | 278040,547      |
| <b>Cas</b>  | 3              | 3             | 3                      | 3                      | 3                      | 3                   | 3                   | 3                   | 3               | 3               |
| <b>Mode</b> | 9              | 1             | 9                      | 9                      | 1                      | 1                   | 2                   | 1                   | 1               | 1               |
| <b>MIN</b>  | 5,363          | 0,059         | 63,941                 | 14,311                 | #ind#                  | 0,001               | 0,009               | #ind#               | 278040,547      | 278040,547      |
| <b>Cas</b>  | 3              | 3             | 3                      | 3                      | 3                      | 3                   | 3                   | 3                   | 3               | 3               |
| <b>Mode</b> | 1              | 9             | 1                      | 1                      | 1                      | 9                   | 4                   | 1                   | 1               | 1               |

**b. Vérification des déplacements des nœuds :**

On coche la case déplacement des nœuds dans le tableau précédant et on aura les déplacements des nœuds de la structure

|              | UX [cm]     | UY [cm] | UZ [cm] | RX [Rad]    | RY [Rad]    | RZ [Rad] |
|--------------|-------------|---------|---------|-------------|-------------|----------|
| <b>MAX</b>   | 0,087       | 0,081   | 0,007   | 0,000       | 0,000       | 0,000    |
| <b>Noeud</b> | 30          | 30      | 237     | 93          | 217         | 244      |
| <b>Cas</b>   | 8 (C) (CQC) | 5       | 5       | 9 (C) (CQC) | 8 (C) (CQC) | 4        |
| <b>Mode</b>  |             | CQC     | CQC     |             |             | CQC      |
| <b>MIN</b>   | -0,005      | -0,011  | -0,024  | -0,000      | -0,000      | -0,000   |
| <b>Noeud</b> | 108         | 39      | 38      | 189         | 108         | 102      |
| <b>Cas</b>   | 6 (C)       | 6 (C)   | 6 (C)   | 6 (C)       | 6 (C)       | 6 (C)    |
| <b>Mode</b>  |             |         |         |             |             |          |

### c. Vérification de la flèche :

Même opération que précédemment, en cochant « flèche des barres »

|              | UX [cm]     | UY [cm] | UZ [cm] |
|--------------|-------------|---------|---------|
| <b>MAX</b>   | 0,001       | 0,005   | 0,006   |
| <b>Barre</b> | 114         | 43      | 66      |
| <b>Cas</b>   | 5           | 4       | 5       |
| <b>Mode</b>  | CQC         | CQC     | CQC     |
| <b>MIN</b>   | -0,000      | -0,004  | -0,032  |
| <b>Barre</b> | 2           | 95      | 52      |
| <b>Cas</b>   | 8 (C) (CQC) | 5       | 6 (C)   |
| <b>Mode</b>  |             | CQC     |         |

### d. Réactions d'appuis :

Même opération que précédemment, en cochant « réactions »

|              | FX [kN]     | FY [kN]     | FZ [kN]     | MX [kNm] | MY [kNm] | MZ [kNm]    |
|--------------|-------------|-------------|-------------|----------|----------|-------------|
| <b>MAX</b>   | 35,55       | 37,22       | 374,03      | 21,10    | 26,59    | 0,96        |
| <b>Noeud</b> | 27          | 27          | 32          | 29       | 29       | 27          |
| <b>Cas</b>   | 8 (C) (CQC) | 9 (C) (CQC) | 9 (C) (CQC) | 5        | 4        | 9 (C) (CQC) |
| <b>Mode</b>  |             |             |             | CQC      | CQC      |             |
| <b>MIN</b>   | -15,93      | -17,51      | 0,09        | -4,18    | -3,86    | -0,01       |
| <b>Noeud</b> | 32          | 32          | 29          | 156      | 84       | 90          |
| <b>Cas</b>   | 6 (C)       | 6 (C)       | 4           | 6 (C)    | 6 (C)    | 6 (C)       |
| <b>Mode</b>  |             |             | CQC         |          |          |             |

### e. Les efforts internes dans les barres :

Si on veut avoir les efforts dans les poutres principales par exemple, on les sélectionne et on choisit la combinaison avec laquelle on veut avoir les résultats, ROBOT affiche les résultats des poutres sélectionnées.

|            | FX [kN]     | FY [kN]     | FZ [kN] | MX [kNm]    | MY [kNm] | MZ [kNm]    |
|------------|-------------|-------------|---------|-------------|----------|-------------|
| <b>MAX</b> | 246,00      | 51,17       | 71,04   | 2,76        | 5,59     | 28,10       |
| Barre      | 114         | 114         | 54      | 47          | 26       | 29          |
| Noeud      | 32          | 4           | 40      | 5           | 19       | 5           |
| Cas        | 9 (C) (CQC) | 9 (C) (CQC) | 6 (C)   | 8 (C) (CQC) | 6 (C)    | 9 (C) (CQC) |
| Mode       |             |             |         |             |          |             |
| <b>MIN</b> | -14,75      | -9,02       | -71,04  | -0,06       | -47,36   | -4,62       |
| Barre      | 43          | 31          | 52      | 22          | 54       | 116         |
| Noeud      | 20          | 20          | 40      | 18          | 40       | 19          |
| Cas        | 6 (C)       | 6 (C)       | 6 (C)   | 6 (C)       | 6 (C)    | 6 (C)       |
| Mode       |             |             |         |             |          |             |

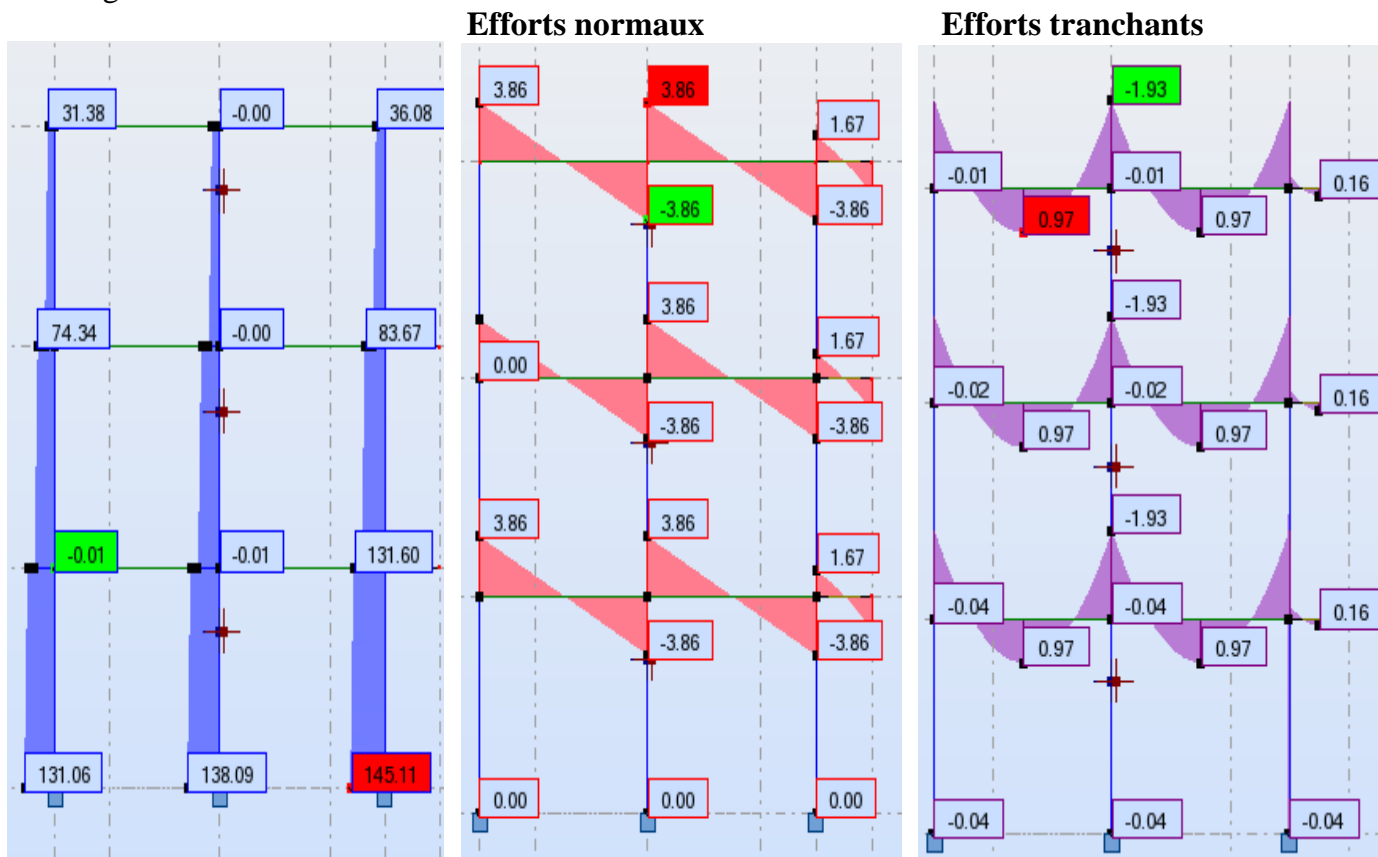
**f. Diagramme des efforts dans les barres :**

Dans le menu « résultat » on click sur « diagramme », on click sur la case « paramètre » pour régler l’affichage des diagrammes.

Si l’on veut avoir les diagrammes des moments fléchissant, des efforts tranchant ou des efforts normaux il suffit de cocher la case correspondante (effort normaux :  $F_x$  , effort tranchant :  $F_y$  et  $F_z$  , moment :  $M_y$  et  $M_z$ ) appliquer et fermer.

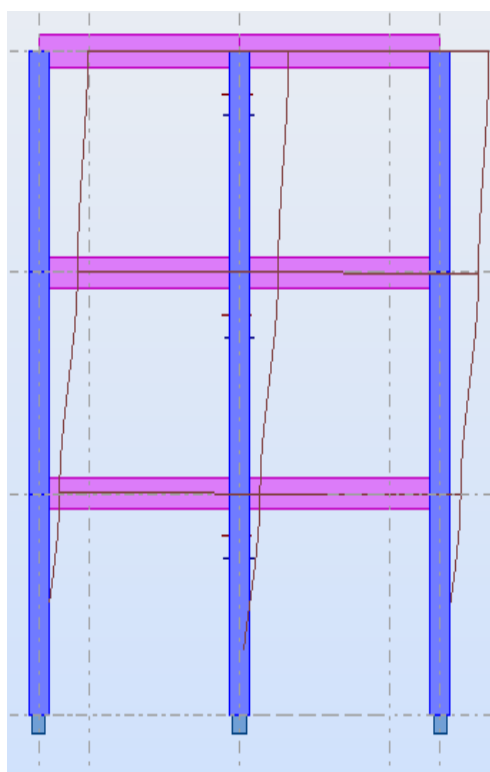


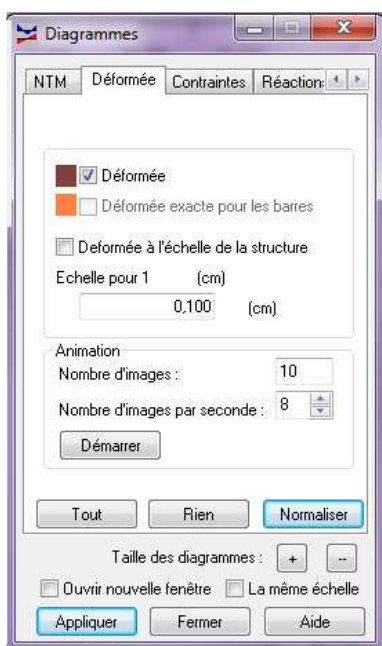
Diagramme des



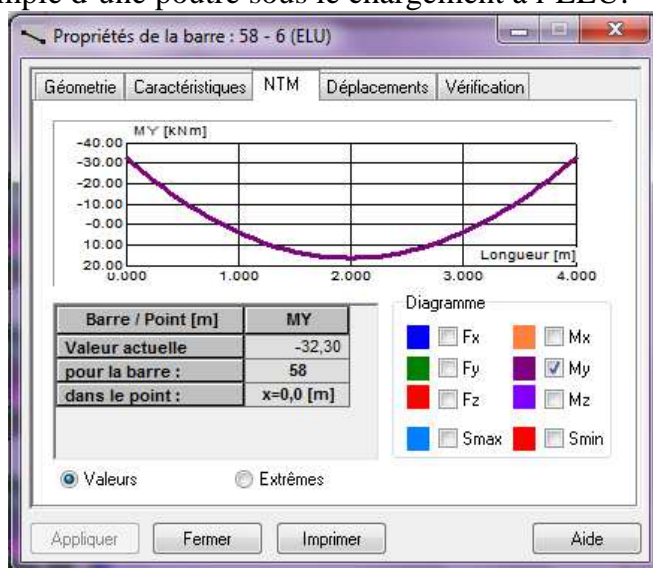
Dans portique 2-2  
moments fléchissant

On peut également avoir la déformée de la structure avec animation ; on click sur « déformée » puis sur « démarrer ».



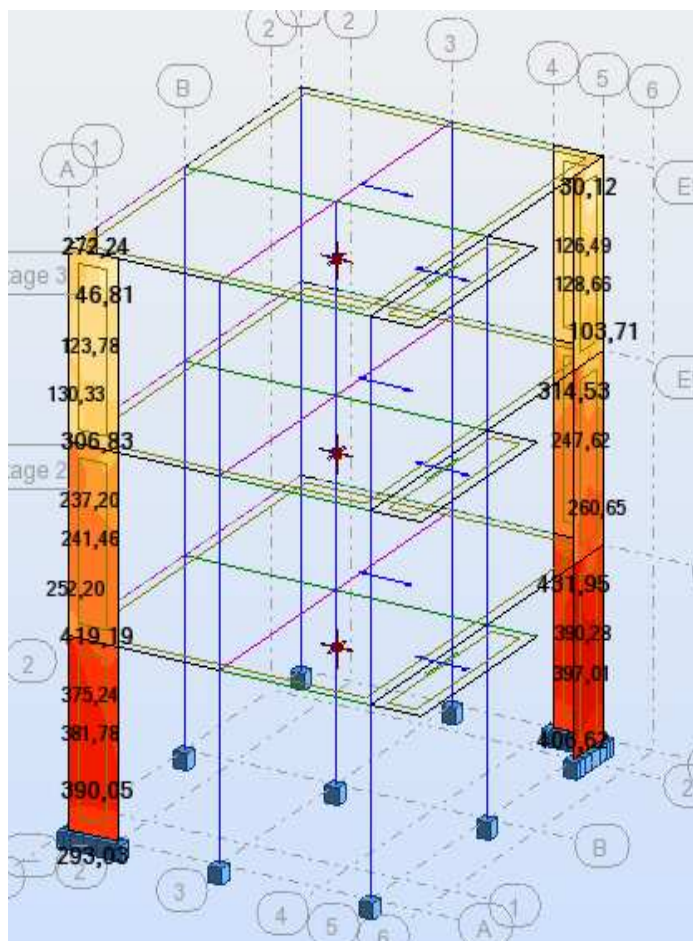
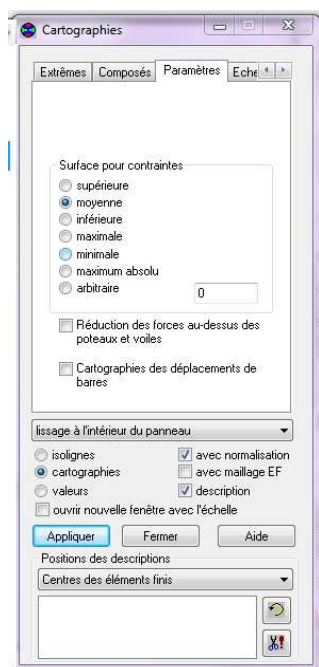


Nous avons aussi la possibilité d'afficher pour un élément donnée ses propriétés. On le sélectionne et par le bouton droit de la souris on click sur « propriétés de l'objet ». Voici un exemple d'une poutre sous le chargement à l'ELU.



**g. Les efforts dans les voiles :**

Dans le menu « résultats » on click sur cartographie-panneaux, on sélectionne les voiles dont on veut avoir les résultats et on coche la case de ce qu'on veut obtenir et la valeur s'affiche sur le voile.



**h. Note de calcul**

Dans le menu « analyse », « note de calcul » et on choisit simple ou complète. Nous avons la possibilité de l'enregistrer sous fichier Word et l'imprimer.

**Caractéristiques de l'analyse de l'exemple :**

Type de structure : Coque

Coordonnées du centre géométrique de la structure:

$$X = 3.500 \text{ (m)}$$

$$Y = 4.000 \text{ (m)}$$

$$Z = 4.590 \text{ (m)}$$

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

$$X = 3.058 \text{ (m)}$$

$$Y = 3.967 \text{ (m)}$$

$$Z = 5.231 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure:

$$I_x = 1646423.628 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 1267513.327 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 1523574.638 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 95641.148 \text{ (kg)}$$

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

$$X = 3.079 \text{ (m)}$$

$$Y = 3.953 \text{ (m)}$$

$$Z = 5.551 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

$$I_x = 4816069.066 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 3735240.486 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 4325893.615 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 289460.574 \text{ (kg)}$$

Description de la structure

Nombre de noeuds: 194

Nombre de barres: 69

Éléments finis linéiques: 117

Éléments finis surfaciques: 120

Éléments finis volumiques: 0

Liaisons rigides: 30

Relâchements: 0

Relâchements unilatéraux: 0

Relâchements non-linéaires: 0

Compatibilités: 0

Compatibilités élastiques: 0

Compatibilités non-linéaires: 0

|                        |    |
|------------------------|----|
| Appuis:                | 17 |
| Appuis élastiques:     | 0  |
| Appuis unilatéraux:    | 0  |
| Appuis non-linéaires:  | 0  |
| Rotules non-linéaires: | 0  |
| Cas:                   | 11 |
| Combinaisons:          | 6  |

## Résumé de l'analyse

Méthode de solution - SPARSE M

Nbre de degrés de liberté stat.: 1062

Largeur de la bande

avant/après optimisation: 0 0

Durée des calculs [s]

Durée max agrégation + décomp.: 0

Durée max itér. sur sous-espace: 1

Durée max solution prb. nonlin.: 0

Durée totale: 3

Espace disque et mémoire utilisés [o]

Espace totale du disque utilisé: 2477912

Espace pour fichier TMP solveur: 0

Espace pour itérat. s/sous-esp.: 212600

Mémoire: 2128952

Elém. diagon. de la matrice de rigidité

Min/Max après décomposition: 2.763395e+007 1.430692e+016

Précision: 6

## Liste de cas de charges/types de calculs

Cas 1 : G

Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 9.58174e-002 (kN\*m)

Précision : 1.33961e-007

Cas 2 : Q

Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 1.56893e-003 (kN\*m)

Précision : 1.74592e-007

Cas 3 : Modale

Type d'analyse: Modale

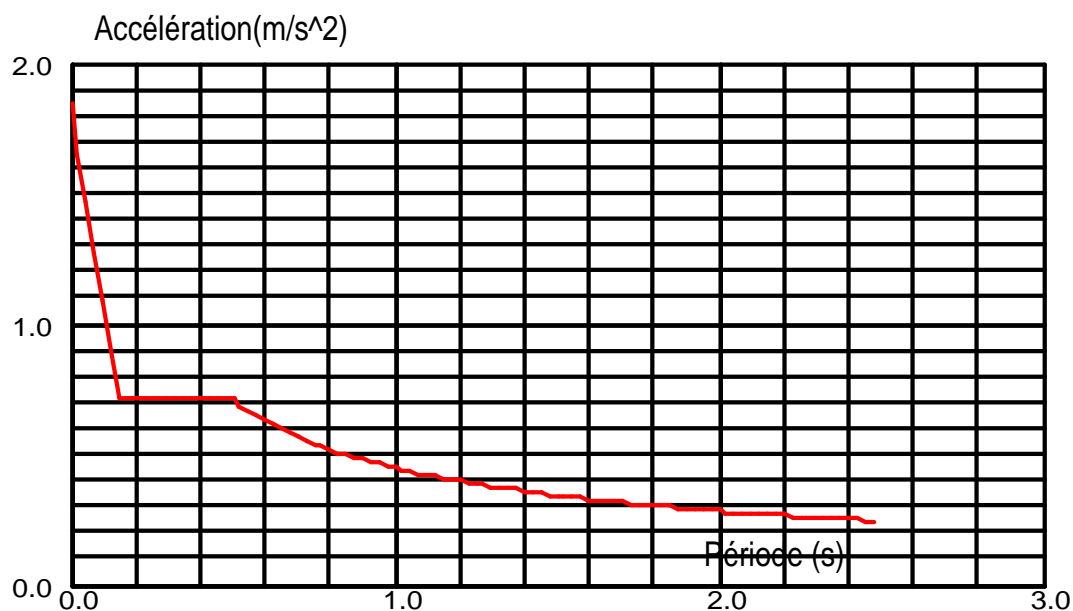
**Données:**

Mode d'analyse : Modal  
 Méthode : Itération sur le sous-espace  
 Type de matrices de masses : Cohérente  
 Nombre de modes : 9  
 Nombre d'itérations : 40  
 Tolérance : 1.00000e-004  
 Amortissement : 0.850  
 Limites : 0.000  
 Coefficient des masses participantes : 90.000

Cas 4 : Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses\_X  
 Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 1.000  
 Y = 0.000  
 Z = 0.000



**Données:**

Zone : IIa  
 Usage : 2  
 Assise : S3  
 Coefficient de qualité : 1.100

Coefficient de comportement : 5.000  
 Amortissement : x = 85.00 %

**Paramètres du spectre:**

Correction de l'amortissement :  $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,700$

A = 0.150

T<sub>1</sub> = 0.150

T<sub>2</sub> = 0.500

Cas 5 : Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses\_Y

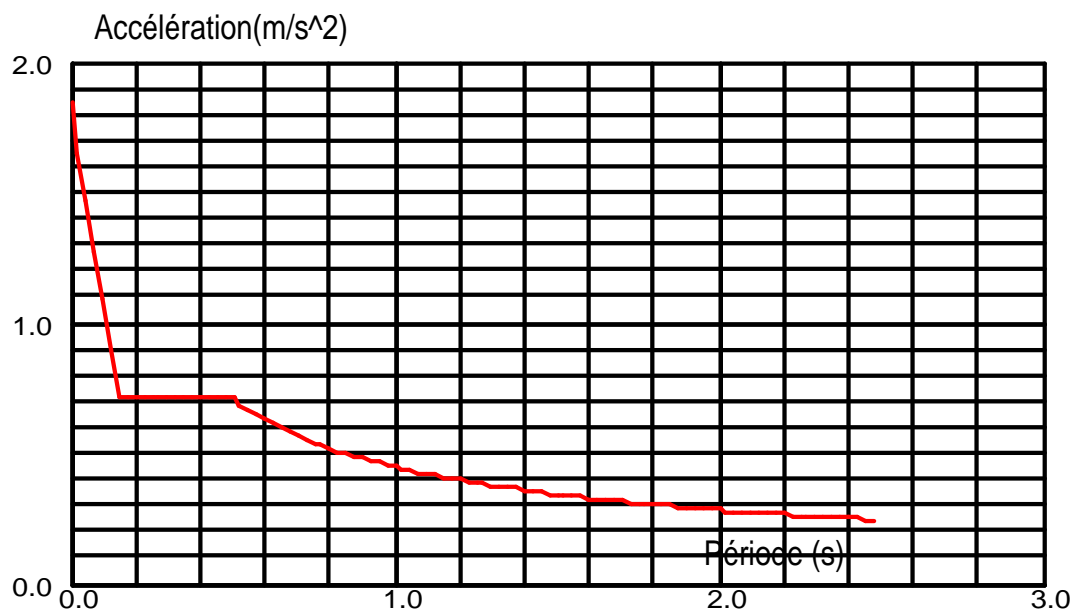
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 0.000

Y = 1.000

Z = 0.000

**Données:**

Zone : IIa

Usage : 2

Assise : S3

Coefficient de qualité : 1.100

Coefficient de comportement : 5.000

Amortissement : x = 85.00 %

**Paramètres du spectre:**

Correction de l'amortissement :  $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,700$

A = 0.150

T<sub>1</sub> = 0.150

T<sub>2</sub> = 0.500

Cas 6 : ELU  
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 7 : ELS  
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 8 : COMB3  
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 9 : COMB4  
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 10 : COMB5  
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 11 : COMB6  
Type d'analyse: Combinaison linéaire

## *Chapitre VI*

*Définition des données à introduire dans ROBOT*

**VI. Introduction des données :****VI.1. première étape :**

- **Choix des sections :**

- **Les poutres :**

Les poutres principales : (30X40) cm.

Les poutres secondaires : (30X35) cm.

- **Les poteaux :**

RDC et 1<sup>er</sup> étage  $\longrightarrow$   $(45 \times 45) \text{cm}^2$ .

Du 2<sup>eme</sup> au 5<sup>eme</sup> étage  $\longrightarrow$   $(40 \times 40) \text{cm}^2$

Du 6<sup>eme</sup> au 9<sup>eme</sup> étage  $\longrightarrow$   $(35 \times 35) \text{cm}^2$

- **Les voiles :**

Ils ont une épaisseur de 20cm.

- **Les balcons :**

Ils ont une épaisseur de 15 cm.

**VI.2. Deuxième étape :**

Les nœuds de la base sont considérés comme des encastremements.

- **Nœud maître :**

Attribution des degrés de liberté pour les nœuds maîtres :

- Une translation suivant X.

- Une translation suivant Y.

- Une rotation autour de Z.

- **Les Diaphragmes :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds du plancher au nœud maître de sorte qu'ils forment un diaphragme.

**VI.3. Troisième étape :**

- **Charges permanentes et exploitations :**

| Élément                 | Charge permanentes<br>$G(\text{KN} / \text{m}^2)$ | Charge d'exploitation<br>$Q(\text{KN} / \text{m}^2)$ |
|-------------------------|---|--|
| -Plancher terrasse      | 5,89  | 1  |
| -Plancher étage courant | 5,29  | 1,5  |
| -Plancher service       | 5,29  | 2,5  |
| -Balcon                 | 5,19  | 3,5  |

- **Evaluation du poids de la structure :**

Pour les bâtiments à usage d'habitation, le poids de la structure doit comprendre la totalité des charges permanentes et 20% des charges d'exploitations.

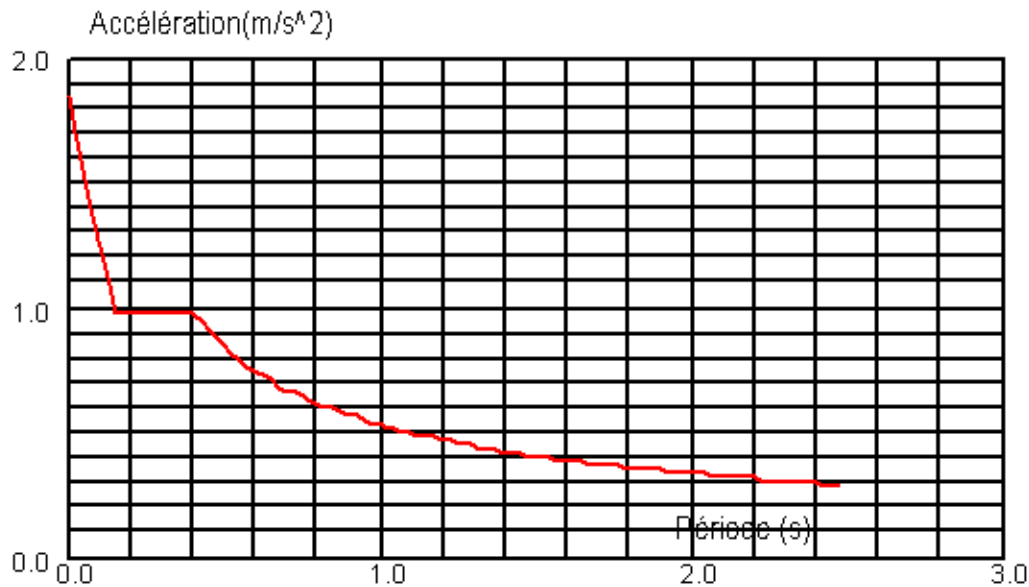
**Remarque :**

Le poids propre des poutres (principales, secondaires et palière), poteaux et les voiles sont calculés et pris en compte par le logiciel ROBOT dans la modélisation de la structure.

➤ **Evaluation des charges dynamiques :**

L'action sismique est représentée par un spectre de réponse en déterminant pour chaque valeur de la période (T) une valeur de  $S_a / g$ .

Le logiciel comprend dans sa base de données le règlement RPA99 version 2003 qui nous permet de calculer le spectre de réponse et c'en introduisant les paramètres appropriés à la structure.



**A. Paramètres du spectre :**

- Correction de l'amortissement :  $\eta = [7 / (2 + \varepsilon)]^{0.5} = 0,816$
- Coefficient d'accélération de zone :  $A = 0,150$
- Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site : ;  $T_2 = 0,400$
- Zone d'implantation : zone II<sub>a</sub>
- Usage : groupe 2 (usage d'habitation).
- Coefficient de comportement global du bâtiment **R**.
- Facteur de qualité **Q**.
- L'amortissement  $\varepsilon$ .
- Catégorie du sol (sol meuble) S<sub>3</sub>.

Avec :

**R = 5** (Pour la structure de contreventement mixte).

**ε = 0,085** (C'est la moyenne des deux valeurs pour le cas de portique et de voiles en béton armée).

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

**P<sub>q</sub>** : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou pas, sa valeur est donnée par le RPA99.

| Critère q  | X          | Y          |
|--|------------|------------|
| 1. Condition minimales des files porteuse, chaque file doit comporter au moins trois travées.<br>-condition des voiles $h_e/L \leq 0,67$ | 0,00       | 0,00       |
| 2. Redondance en plan : à chaque étage on doit avoir au moins 4 files de portiques.<br>-Rapport des espacements doit être $< 1,5$        | 0,05       | 0,05       |
| 3. Régularité en plan  | 0,05       | 0,05       |
| 4. Régularité en élévation   | 0,05       | 0,05       |
| 5. Contrôle de la qualité des martiaux   | 0,05       | 0,05       |
| 6. Contrôle de la qualité de l'exécution   | 0,10       | 0,10       |
| <b>TOTAL</b>   | <b>1,3</b> | <b>1,3</b> |

➤ **Evaluation de la masse de la structure :**

Nous n'allons pas effectuer ce calcul car le logiciel ROBOT peut le faire, il suffit d'introduire les valeurs des charges et de préciser le pourcentage de la surcharge (affecter la surcharge Q d'un coefficient qui est dans notre cas =0,2).

**VI.4. Quatrième étape :**

➤ **Combinaisons selon le BAEL91 :**

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

➤ **Combinaison selon le RPA99 version 2003 :**

$$0,8G \pm E$$

$$G + Q + E$$

Avec :

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : effet du séisme.

**VI.5. Cinquième étape :**

➤ **Caractéristique de sol :**

L'étude géologique du site à donner une contrainte admissible de 2bars.

**VI.6. Sixième étape :**

➤ **Mode de vibration :**

Le nombre de mode vibration à prendre en compte est de trois fois le nombre de niveau, dans notre cas = $3 \times 10 = 30$  modes.

### VI.7. Fichier de données :

Nous donnerons ici quelque exemple de fichier de données.

#### ➤ Chargements :

|  | Cas | Type de charge        | Liste       | Valeurs de la charge (m) (kN) (Deg) |
|--|-----|-----------------------|-------------|-------------------------------------|
|  | 2:Q | surfaccique sur objet | 1368A1371 1 | 'PZ=-3,500[kN/m2]                   |
|  | 1:G | surfaccique sur objet | 1372 1373A1 | 'PZ=-5,190[kN/m2]                   |
|  | 2:Q | surfaccique sur objet | 1372 1373A1 | 'PZ=-3,500[kN/m2]                   |
|  | 1:G | surfaccique sur objet | 1419        | 'PZ=-5,290[kN/m2]                   |
|  | 2:Q | surfaccique sur objet | 1419        | 'PZ=-2,500[kN/m2]                   |
|  | 1:G | surfaccique sur objet | 1420        | 'PZ=-5,290[kN/m2]                   |
|  | 2:Q | surfaccique sur objet | 1420        | 'PZ=-1,500[kN/m2]                   |
|  | 1:G | surfaccique sur objet | 1421A1427   | 'PZ=-5,290[kN/m2]                   |
|  | 2:Q | surfaccique sur objet | 1421A1427   | 'PZ=-1,500[kN/m2]                   |
|  | 1:G | surfaccique sur objet |             | 'PZ=5,890[kN/m2]                    |
|  | 2:Q | surfaccique sur objet |             | 'PZ=-1,000[kN/m2]                   |
|  | 1:G | surfaccique sur objet | 1436 1438A1 | 'PZ=-5,890[kN/m2]                   |
|  | 2:Q | surfaccique sur objet | 1436 1438A1 | 'PZ=-1,000[kN/m2]                   |
|  | 1:G | surfaccique sur objet | 1437 1441A1 | 'PZ=-5,890[kN/m2]                   |
|  | 2:Q | surfaccique sur objet | 1437 1441A1 | 'PZ=-1,000[kN/m2]                   |
|  | 1:G | surfaccique sur objet | 1444        | 'PZ=-5,890[kN/m2]                   |
|  | 2:Q | surfaccique sur objet | 1444        | 'PZ=-1,000[kN/m2]                   |
|  | 2:Q | surfaccique sur objet | 1446        | 'PZ=-1,000[kN/m2]                   |
|  | 1:G | surfaccique sur objet | 1446        | 'PZ=-5,890[kN/m2]                   |
|  | 1:G | surfaccique sur objet | 1447        | 'PZ=-5,890[kN/m2]                   |
|  | 2:Q | surfaccique sur objet | 1447        | 'PZ=-1,000[kN/m2]                   |
|  | 1:G | surfaccique sur objet | 1490A1498   | 'PZ=-5,310[kN/m2]                   |
|  | 2:Q | surfaccique sur objet | 1490A1498   | 'PZ=-2,500[kN/m2]                   |
|  | 1:G | surfaccique sur objet | 1499        | 'PZ=-9,620[kN/m2]                   |
|  | 2:Q | surfaccique sur objet | 1499        | 'PZ=-2,500[kN/m2]                   |
|  | 2:Q | surfaccique sur objet | 1500        | 'PZ=-2,500[kN/m2]                   |
|  | 1:G | surfaccique sur objet | 1500        | 'PZ=-9,620[kN/m2]                   |
|  | 1:G | surfaccique sur objet | 1501        | 'PZ=-9,620[kN/m2]                   |
|  | 2:Q | surfaccique sur objet | 1501        | 'PZ=-2,500[kN/m2]                   |
|  | 1:G | surfaccique sur objet | 1502A1516P  | 'PZ=-9,620[kN/m2]                   |

#### ➤ Combinaison :

| Combinaison  | Hom     | Type d'analyse  | Nature de la | Nature du cas  | Définition      |
|--------------|---------|-----------------|--------------|----------------|-----------------|
| 6 (C)        | ELS     | Combinaison lin | ELS          | permanente     | (1+2)*1.000     |
| 7 (C)        | ELU     | Combinaison lin | ELU          | d'exploitation | 1*1.350+2*1.500 |
| 8 (C) (CQC)  | 0.8G+EX | Combinaison lin | ACC          | sismique       | 1*0.800+4*1.000 |
| 9 (C) (CQC)  | 0.8G+EY | Combinaison lin | ACC          | sismique       | 1*0.800+5*1.000 |
| 10 (C) (CQC) | G+Q+EX  | Combinaison lin | ACC          | sismique       | (1+2+4)*1.000   |
| 11 (C) (CQC) | G+Q+EY  | Combinaison lin | ACC          | sismique       | (1+2+5)*1.000   |

➤ Liaison rigide :

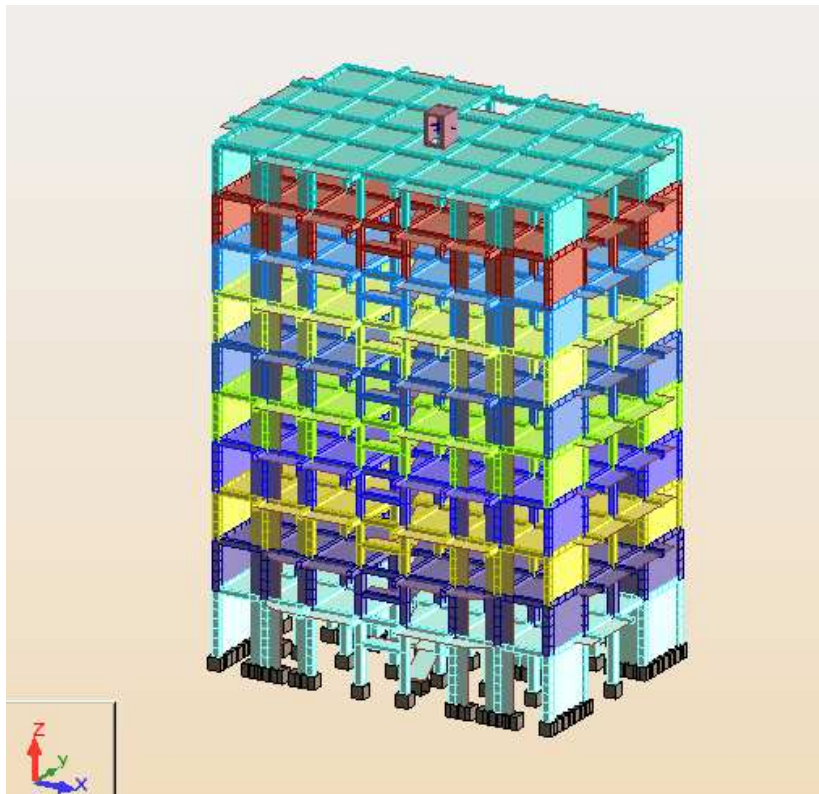
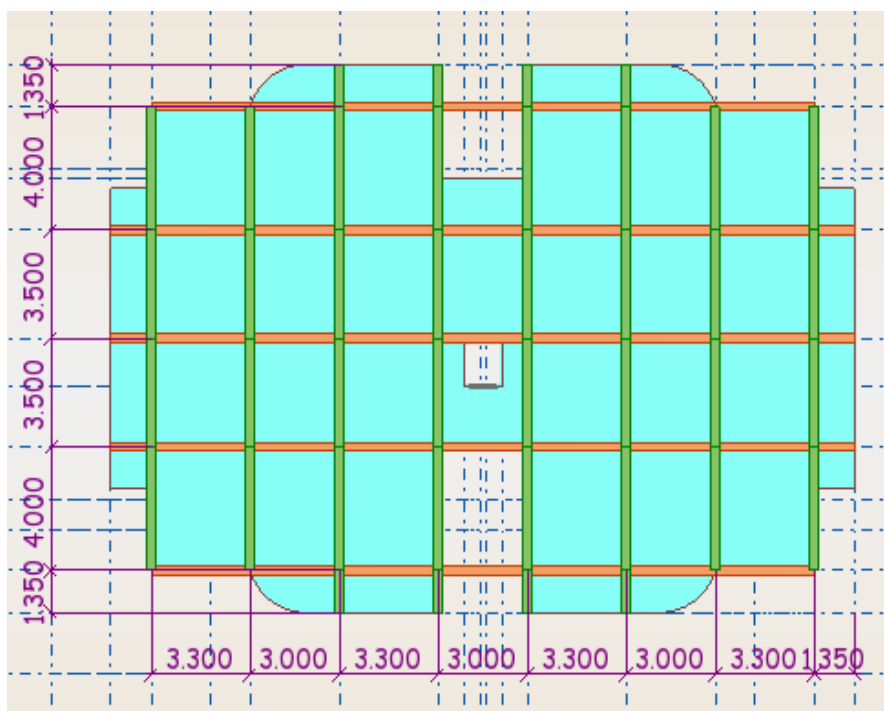
|  | Nom de la liaison | Noeud maître | Liste de noeuds esclaves | UX     | UY     | UZ    | RX    | RY    | RZ     |
|--|-------------------|--------------|--------------------------|--------|--------|-------|-------|-------|--------|
|  | Membrane          | 247          | 2A10P2 188A196P2 243     | bloqué | bloqué | libre | libre | libre | bloqué |
|  | Membrane          | 254          | 142A146 197A201 252 2    | bloqué | bloqué | libre | libre | libre | bloqué |
|  | Membrane          | 273          | 147A179P8 202A234P8      | bloqué | bloqué | libre | libre | libre | bloqué |
|  | Membrane          | 274          | 148A180P8 203A235P8      | bloqué | bloqué | libre | libre | libre | bloqué |
|  | Membrane          | 275          | 149A181P8 204A236P8      | bloqué | bloqué | libre | libre | libre | bloqué |
|  | Membrane          | 276          | 150A182P8 205A237P8      | bloqué | bloqué | libre | libre | libre | bloqué |
|  | Membrane          | 277          | 151A183P8 206A238P8      | bloqué | bloqué | libre | libre | libre | bloqué |
|  | Membrane          | 278          | 152A184P8 207A239P8      | bloqué | bloqué | libre | libre | libre | bloqué |
|  | Membrane          | 279          | 153A185P8 208A240P8      | bloqué | bloqué | libre | libre | libre | bloqué |
|  | Membrane          | 280          | 154A186P8 209A241P8      | bloqué | bloqué | libre | libre | libre | bloqué |

## *Chapitre VII*

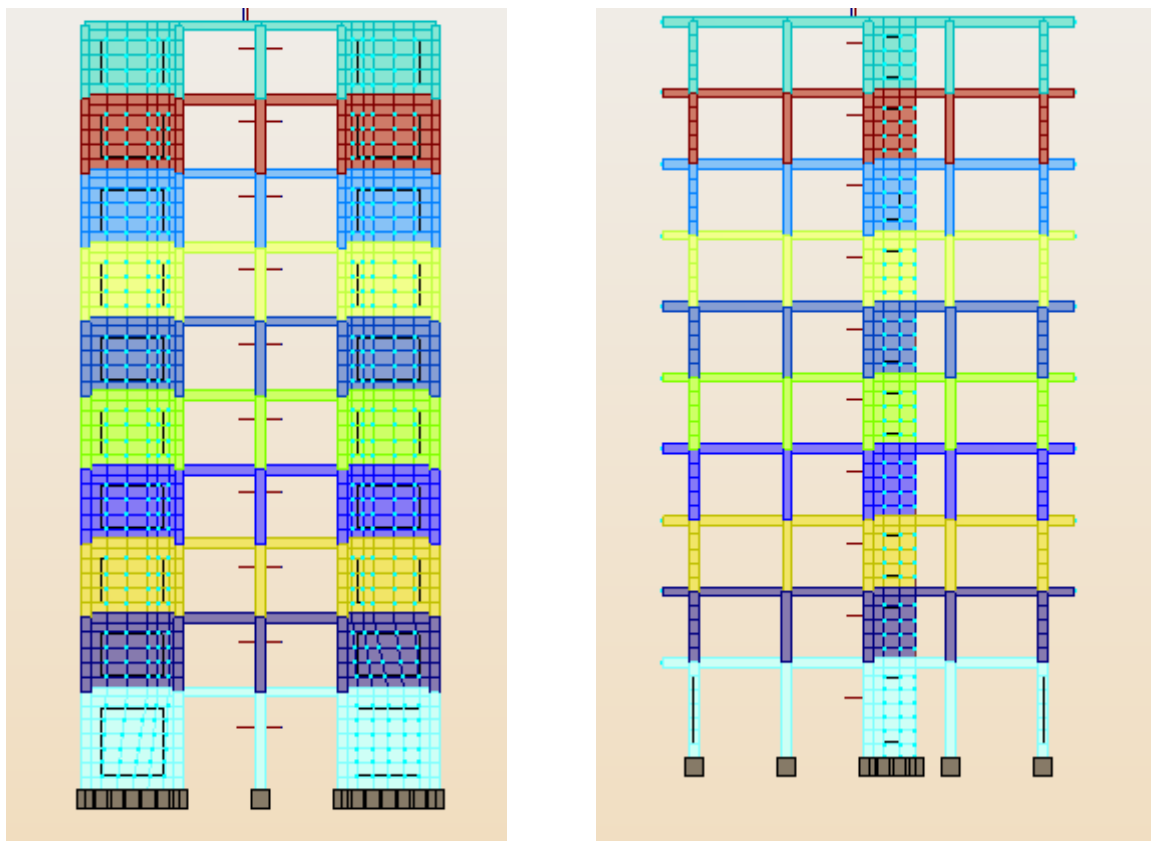
*Exploitation des résultats.*

**VII. Introduction :**

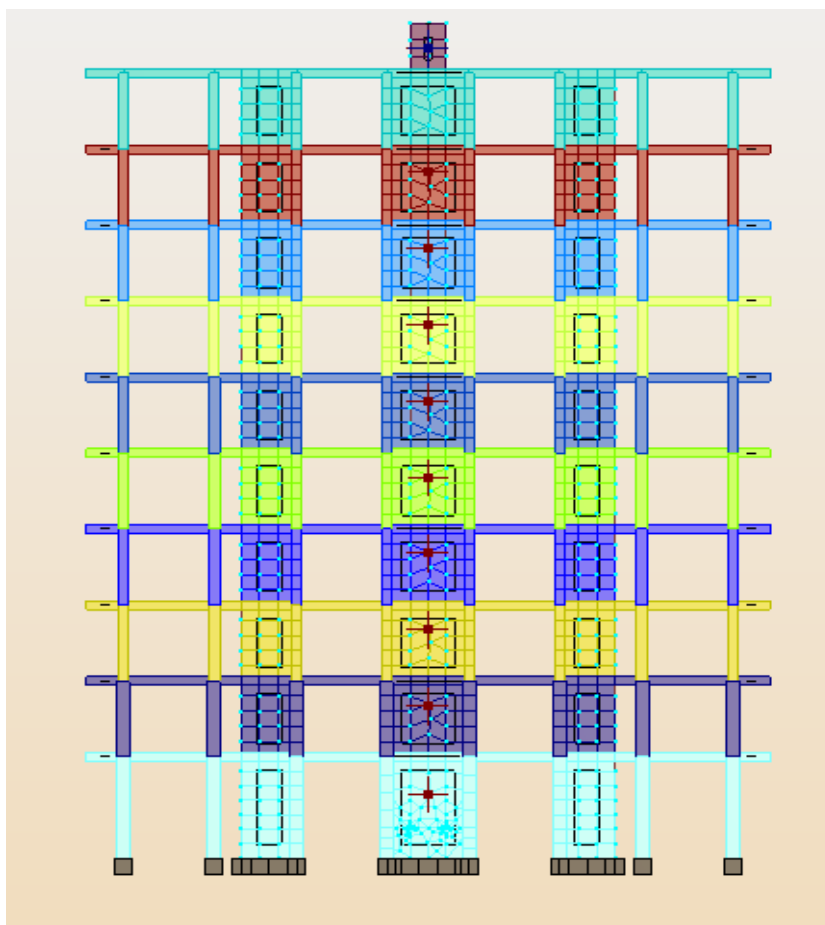
Dans ce chapitre nous visons l'exploitation des résultats (les périodes de vibration, les déplacements, les efforts internes et ferrailage des éléments), donnés par le logiciel après avoir appliqué les étapes de la modélisation.

**➤ Vue en 3D :****➤ Vue en plan :**

➤ Vue en portique plan YZ :



➤ Vue en portique plan XZ :

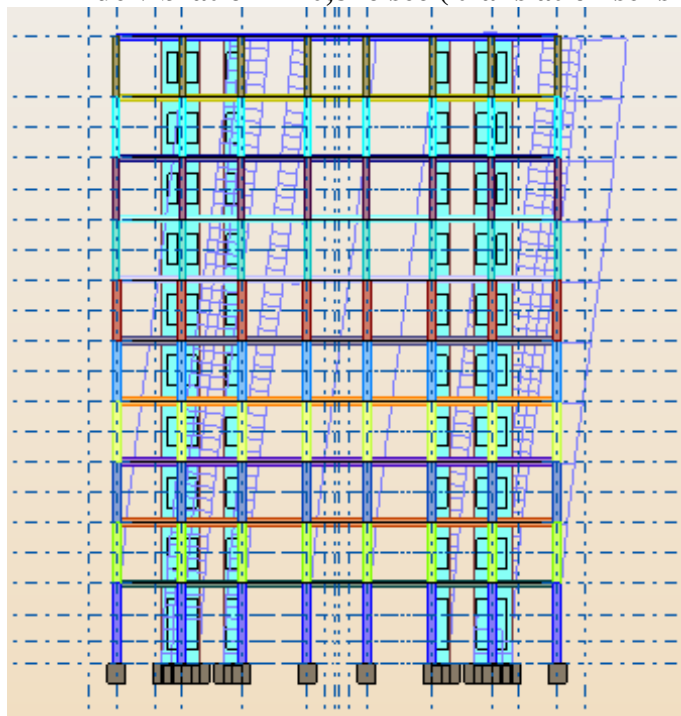


## a. Les périodes :

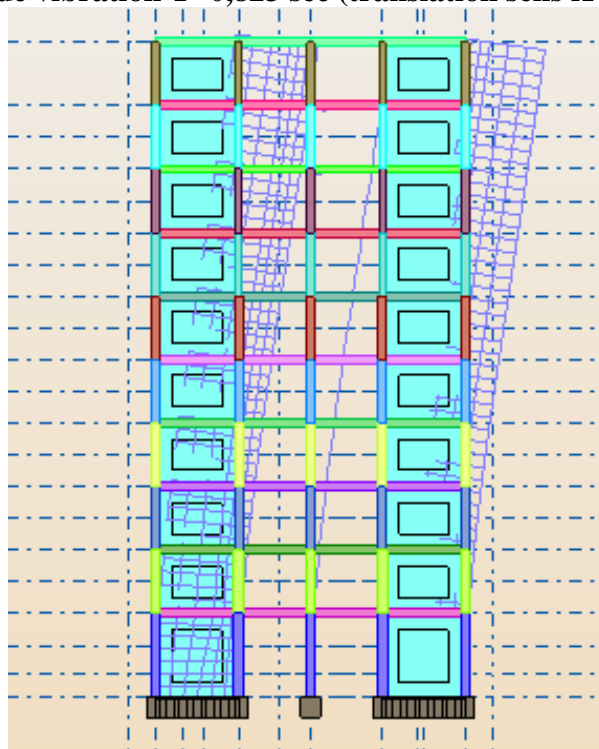
| Cas/Mode | Fréquence [Hz] | Période [sec] | Masses Cumulées UX [%] | Masses Cumulées UY [%] | Masses Cumulées UZ [%] | Masse Modale UX [%] | Masse Modale UY [%] | Masse Modale UZ [%] | 1 |
|----------|----------------|---------------|------------------------|------------------------|------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---|
| 3/ 1     | 1,141          | 0,876         | 71,981                 | 0,000                  | #ind#                  | 71,981              | 0,000               | #ind#               |   |
| 3/ 2     | 1,215          | 0,823         | 71,981                 | 67,947                 | #ind#                  | 0,000               | 67,947              | #ind#               |   |
| 3/ 3     | 1,484          | 0,674         | 72,004                 | 67,947                 | #ind#                  | 0,023               | 0,000               | #ind#               |   |
| 3/ 4     | 4,033          | 0,248         | 87,184                 | 67,947                 | #ind#                  | 15,180              | 0,000               | #ind#               |   |
| 3/ 5     | 5,034          | 0,199         | 87,184                 | 86,704                 | #ind#                  | 0,000               | 18,757              | #ind#               |   |
| 3/ 6     | 5,979          | 0,167         | 87,191                 | 86,704                 | #ind#                  | 0,007               | 0,000               | #ind#               |   |
| 3/ 7     | 8,486          | 0,118         | 92,785                 | 86,704                 | #ind#                  | 5,594               | 0,000               | #ind#               |   |
| 3/ 8     | 11,296         | 0,089         | 92,785                 | 93,192                 | #ind#                  | 0,000               | 6,489               | #ind#               |   |
| 3/ 9     | 13,182         | 0,076         | 92,785                 | 93,192                 | #ind#                  | 0,000               | 0,000               | #ind#               |   |
| 3/ 10    | 13,853         | 0,072         | 95,470                 | 93,192                 | #ind#                  | 2,686               | 0,000               | #ind#               |   |
| 3/ 11    | 18,348         | 0,055         | 95,470                 | 95,938                 | #ind#                  | 0,000               | 2,745               | #ind#               |   |
| 3/ 12    | 19,488         | 0,051         | 96,706                 | 95,938                 | #ind#                  | 1,235               | 0,000               | #ind#               |   |
| 3/ 13    | 20,262         | 0,049         | 96,802                 | 95,938                 | #ind#                  | 0,096               | 0,000               | #ind#               |   |
| 3/ 14    | 20,923         | 0,048         | 96,807                 | 95,938                 | #ind#                  | 0,005               | 0,000               | #ind#               |   |
| 3/ 15    | 21,991         | 0,045         | 96,807                 | 95,938                 | #ind#                  | 0,000               | 0,000               | #ind#               |   |
| 3/ 16    | 22,846         | 0,044         | 96,807                 | 95,938                 | #ind#                  | 0,000               | 0,000               | #ind#               |   |
| 3/ 17    | 23,003         | 0,043         | 96,872                 | 95,938                 | #ind#                  | 0,064               | 0,000               | #ind#               |   |
| 3/ 18    | 23,336         | 0,043         | 96,884                 | 95,938                 | #ind#                  | 0,012               | 0,000               | #ind#               |   |
| 3/ 19    | 24,397         | 0,041         | 97,341                 | 95,938                 | #ind#                  | 0,457               | 0,000               | #ind#               |   |
| 3/ 20    | 24,685         | 0,041         | 97,341                 | 96,959                 | #ind#                  | 0,000               | 1,021               | #ind#               |   |
| 3/ 21    | 25,313         | 0,040         | 97,347                 | 96,959                 | #ind#                  | 0,006               | 0,000               | #ind#               |   |
| 3/ 22    | 25,502         | 0,039         | 97,390                 | 96,960                 | #ind#                  | 0,043               | 0,001               | #ind#               |   |
| 3/ 23    | 25,610         | 0,039         | 97,391                 | 96,960                 | #ind#                  | 0,001               | 0,001               | #ind#               |   |
| 3/ 24    | 25,658         | 0,039         | 97,394                 | 96,960                 | #ind#                  | 0,003               | 0,000               | #ind#               |   |
| 3/ 25    | 25,676         | 0,039         | 97,394                 | 96,960                 | #ind#                  | 0,000               | 0,000               | #ind#               |   |
| 3/ 26    | 25,757         | 0,039         | 97,394                 | 96,960                 | #ind#                  | 0,000               | 0,000               | #ind#               |   |
| 3/ 27    | 25,758         | 0,039         | 97,394                 | 96,960                 | #ind#                  | 0,000               | 0,000               | #ind#               |   |
| 3/ 28    | 25,758         | 0,039         | 97,394                 | 96,960                 | #ind#                  | 0,000               | 0,000               | #ind#               |   |
| 3/ 29    | 25,758         | 0,039         | 97,394                 | 96,960                 | #ind#                  | 0,000               | 0,000               | #ind#               |   |
| 3/ 30    | 25,758         | 0,039         | 97,394                 | 96,960                 | #ind#                  | 0,000               | 0,000               | #ind#               |   |
| 4/ 1     | 1,141          | 0,876         | 71,981                 | 0,000                  | #ind#                  | 71,981              | 0,000               | #ind#               |   |
| 4/ 2     | 1,215          | 0,823         | 71,981                 | 67,947                 | #ind#                  | 0,000               | 67,947              | #ind#               |   |
| 4/ 3     | 1,484          | 0,674         | 72,004                 | 67,947                 | #ind#                  | 0,023               | 0,000               | #ind#               |   |
| 4/ 4     | 4,033          | 0,248         | 87,184                 | 67,947                 | #ind#                  | 15,180              | 0,000               | #ind#               |   |

➤ Déplacement et déformation :

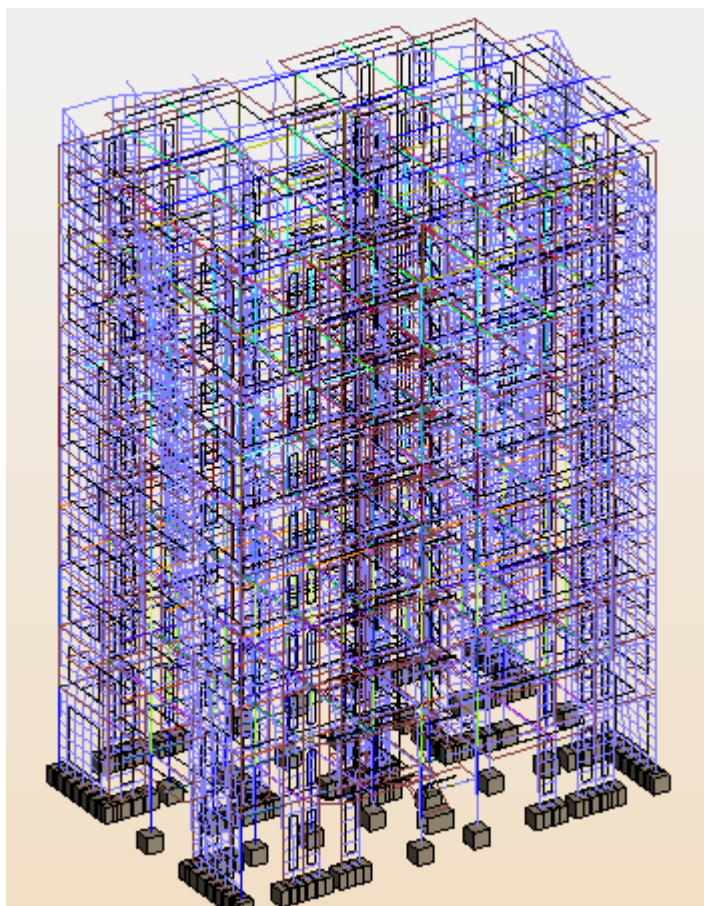
Mode 1 de vibration  $T=0,876$  sec ( translation sens Y ) :



Mode 2 de vibration  $T=0,823$  sec ( translation sens X ) :



Mode 3 de vibration  $T=0,674$  sec ( Rotation autour de l'axe Z ) :



**Les efforts internes (les extrêmes globaux)**

**1. Dans les poteaux :**

- Niveaux : RDC et 1 :

|              | FX [kN]  | FY [kN]      | FZ [kN]      | MX [kNm]     | MY [kNm]     | MZ [kNm]     |
|--------------|----------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| <b>MAX</b>   | 1617,375 | 97,618       | 121,416      | 4,419        | 19,919       | 57,300       |
| <b>Barre</b> | 218      | 417          | 269          | 219          | 223          | 325          |
| <b>lloeu</b> | 299      | 517          | 356          | 302          | 300          | 414          |
| <b>Cas</b>   | 7 (C)    | 11 (C) (CQC) | 10 (C) (CQC) | 11 (C) (CQC) | 7 (C)        | 11 (C) (CQC) |
| <b>Mode</b>  |          |              |              |              |              |              |
| <b>MIN</b>   | 6,111    | -54,325      | -46,953      | -1,090       | -63,573      | -27,868      |
| <b>Barre</b> | 74       | 425          | 219          | 269          | 373          | 418          |
| <b>lloeu</b> | 6        | 530          | 301          | 357          | 465          | 520          |
| <b>Cas</b>   | 5        | 7 (C)        | 7 (C)        | 7 (C)        | 10 (C) (CQC) | 7 (C)        |
| <b>Mode</b>  | CQC      |              |              |              |              |              |

- Niveaux 2, 3,4 et 5 :

|              | FX [kH]  | FY [kH]      | FZ [kH]      | MX [kNm]     | MY [kNm]     | MZ [kNm]     |
|--------------|----------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| <b>MAX</b>   | 1169,954 | 74,671       | 63,006       | 2,033        | 32,498       | 64,736       |
| <b>Barre</b> | 285      | 438          | 243          | 296          | 388          | 354          |
| <b>Hoeud</b> | 363      | 543          | 328          | 386          | 488          | 448          |
| <b>Cas</b>   | 7 (C)    | 11 (C) (CQC) | 10 (C) (CQC) | 11 (C) (CQC) | 7 (C)        | 11 (C) (CQC) |
| <b>Mode</b>  |          |              |              |              |              |              |
| <b>MIN</b>   | 1,858    | -52,851      | -28,712      | -0,659       | -71,339      | -25,361      |
| <b>Barre</b> | 280      | 454          | 293          | 243          | 138          | 438          |
| <b>Hoeud</b> | 369      | 559          | 383          | 328          | 213          | 543          |
| <b>Cas</b>   | 4        | 7 (C)        | 7 (C)        | 7 (C)        | 10 (C) (CQC) | 7 (C)        |
| <b>Mode</b>  | CQC      |              |              |              |              |              |

- Niveaux 6,7, 8 et 9 :

|              | FX [kH] | FY [kH]      | FZ [kH]      | MX [kNm]     | MY [kNm]     | MZ [kNm]     |
|--------------|---------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| <b>MAX</b>   | 526,120 | 65,396       | 47,382       | 2,204        | 36,860       | 51,013       |
| <b>Barre</b> | 289     | 442          | 247          | 300          | 392          | 450          |
| <b>Hoeud</b> | 378     | 547          | 332          | 389          | 492          | 555          |
| <b>Cas</b>   | 7 (C)   | 11 (C) (CQC) | 10 (C) (CQC) | 11 (C) (CQC) | 7 (C)        | 11 (C) (CQC) |
| <b>Mode</b>  |         |              |              |              |              |              |
| <b>MIN</b>   | -7,660  | -57,002      | -28,968      | -1,117       | -50,727      | -31,572      |
| <b>Barre</b> | 458     | 108          | 184          | 184          | 142          | 284          |
| <b>Hoeud</b> | 562     | 178          | 264          | 264          | 217          | 374          |
| <b>Cas</b>   | 7 (C)   | 7 (C)        | 7 (C)        | 7 (C)        | 10 (C) (CQC) | 7 (C)        |
| <b>Mode</b>  |         |              |              |              |              |              |

Dans les poutres :

| Barre/Noeud/Cas/Mode    | FX [kN] | FY [kN] | FZ [kN] | MX [kNm] | MY [kNm] | MZ [kNm] |
|-------------------------|---------|---------|---------|----------|----------|----------|
| 467/ 2/ 1/              | 8,611   | 0,033   | 4,519   | 0,265    | -2,875   | 0,034    |
| 467/ 2/ 2/              | 1,609   | 0,009   | 0,413   | 0,125    | -0,502   | 0,009    |
| 467/ 2/ 4/ COC          | 5,324   | 0,010   | 30,430  | 0,074    | -36,397  | 0,011    |
| 467/ 2/ 5/ COC          | 1,926   | 0,155   | 12,687  | 0,045    | -15,104  | 0,147    |
| 467/ 2/ 6 (C)/          | 10,220  | 0,042   | 4,931   | 0,389    | -3,376   | 0,043    |
| 467/ 2/ 7 (C)/          | 14,038  | 0,058   | 6,719   | 0,544    | -4,633   | 0,060    |
| 467/ 2/ 8 (C) (COC)/    | 12,212  | 0,037   | 34,045  | 0,286    | -38,697  | 0,038    |
| 467/ 2/ 9 (C) (COC)/    | 8,814   | 0,182   | 16,302  | 0,256    | -17,404  | 0,174    |
| 467/ 2/ 10 (C) (COC)/   | 15,543  | 0,052   | 35,361  | 0,463    | -39,773  | 0,054    |
| 467/ 2/ 11 (C) (COC)/   | 12,145  | 0,197   | 17,618  | 0,434    | -18,480  | 0,190    |
| 467/ 188/ 1/            | -22,907 | -0,417  | 1,315   | 0,887    | 0,512    | 0,166    |
| 467/ 188/ 2/            | -4,317  | -0,117  | 0,728   | 0,349    | 0,223    | 0,046    |
| 467/ 188/ 4/ COC        | 8,561   | 0,129   | 4,794   | 0,209    | -0,650   | 0,052    |
| 467/ 188/ 5/ COC        | 5,121   | 0,676   | 4,669   | 0,492    | -0,984   | 0,348    |
| 467/ 188/ 6 (C)/        | -27,223 | -0,534  | 2,042   | 1,236    | 0,735    | 0,212    |
| 467/ 188/ 7 (C)/        | -37,399 | -0,738  | 2,867   | 1,721    | 1,026    | 0,294    |
| 467/ 188/ 8 (C) (COC)/  | -9,764  | -0,204  | 5,845   | 0,919    | -0,241   | 0,185    |
| 467/ 188/ 9 (C) (COC)/  | -13,204 | 0,342   | 5,721   | 1,201    | -0,574   | 0,481    |
| 467/ 188/ 10 (C) (COC)/ | -18,662 | -0,405  | 6,836   | 1,445    | 0,085    | 0,264    |
| 467/ 188/ 11 (C) (COC)/ | -22,102 | 0,142   | 6,712   | 1,727    | -0,249   | 0,561    |
| 468/ 188/ 1/            | -12,964 | 0,226   | -1,640  | -0,619   | 0,562    | 0,128    |
| 468/ 188/ 2/            | -2,002  | 0,058   | -0,730  | -0,246   | 0,204    | 0,032    |
| 468/ 188/ 4/ COC        | 1,475   | 0,047   | 39,360  | 0,156    | -7,574   | 0,023    |
| 468/ 188/ 5/ COC        | 4,800   | 0,665   | 0,653   | 0,337    | -0,160   | 0,442    |
| 468/ 188/ 6 (C)/        | -14,966 | 0,284   | -2,370  | -0,866   | 0,766    | 0,160    |
| 468/ 188/ 7 (C)/        | -20,504 | 0,392   | -3,309  | -1,205   | 1,065    | 0,220    |
| 468/ 188/ 8 (C) (COC)/  | -8,896  | 0,228   | 38,048  | -0,340   | -7,125   | 0,126    |
| 468/ 188/ 9 (C) (COC)/  | -5,571  | 0,846   | -0,659  | -0,158   | 0,289    | 0,545    |
| 468/ 188/ 10 (C) (COC)/ | -13,491 | 0,331   | 36,990  | -0,710   | -6,808   | 0,183    |
| 468/ 188/ 11 (C) (COC)/ | -10,166 | 0,950   | -1,717  | -0,528   | 0,606    | 0,602    |
| 468/ 243/ 1/            | -16,091 | -0,155  | -4,099  | 0,399    | -1,421   | 0,097    |
| 468/ 243/ 2/            | 3,777   | 0,031   | 1,330   | 0,103    | 0,533    | 0,015    |

## 1. Vérification des résultats selon le RPA2003 : (art .4.2.4)

### 1.1. Les périodes de vibrations :

Le ROBOT nous donné les périodes et les modes de vibration pour la structure :  
La période max est de **0,876 s** pour le 1<sup>er</sup> mode de vibration et la période min est de **0,039s** pour le 30<sup>ème</sup> mode de vibration.

La période critique imposée par le (RPA99version 2003 ; art.4.2.4) est comme suit :

$$T_c = C_T \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times (34,14)^{\frac{3}{4}} = 0,706s$$

$$\frac{T}{T_c} < 1,3$$

$$\frac{T}{T_c} = \frac{0,876}{0,706} = 1,24 < 1,3 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### 1.2. Déplacements relatifs des niveaux:

D'après le RPA99 version 2003 (Art.5.10), le déplacement relatif latéral d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent, ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. Dans notre cas  $h_i = 3,06m$  pour tous les niveaux, donc le déplacement à ne pas dépasser est de  $3,06cm$ .

Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec :

$\delta_k$  : Déplacement horizontal du niveau « k ».

$\delta_{k-1}$  : Déplacement horizontal du niveau « k-1 ».

**Tableau : Déplacements relatifs des niveaux.**

| NIV | Sens XX        |                    |                |                       | Sens YY        |                    |                |                       |
|-----|----------------|--------------------|----------------|-----------------------|----------------|--------------------|----------------|-----------------------|
|     | $\delta_k (m)$ | $\delta_{k-1} (m)$ | $\Delta_k (m)$ | $\Delta_k / h_k (\%)$ | $\delta_k (m)$ | $\delta_{k-1} (m)$ | $\Delta_k (m)$ | $\Delta_k / h_k (\%)$ |
| 1   | 0,1            | 0,000              | 0,100          | 0,032                 | 0,07           | 0,000              | 0,070          | 0,023                 |
| 2   | 0,23           | 0,100              | 0,130          | 0,042                 | 0,17           | 0,070              | 0,100          | 0,033                 |
| 3   | 0,40           | 0,230              | 0,170          | 0,055                 | 0,3            | 0,170              | 0,130          | 0,042                 |
| 4   | 0,59           | 0,400              | 0,190          | 0,062                 | 0,47           | 0,300              | 0,170          | 0,055                 |
| 5   | 0,77           | 0,590              | 0,180          | 0,058                 | 0,65           | 0,470              | 0,180          | 0,058                 |
| 6   | 0,96           | 0,770              | 0,190          | 0,062                 | 0,83           | 0,650              | 0,180          | 0,058                 |
| 7   | 1,14           | 0,960              | 0,180          | 0,058                 | 1,02           | 0,830              | 0,190          | 0,062                 |
| 8   | 1,31           | 1,140              | 0,170          | 0,055                 | 1,215          | 1,020              | 0,195          | 0,063                 |
| 9   | 1,46           | 1,310              | 0,150          | 0,049                 | 1,4            | 1,215              | 0,185          | 0,060                 |
| 10  | 1,6            | 1,460              | 0,140          | 0,045                 | 1,58           | 1,400              | 0,180          | 0,058                 |

$\Delta_k / h_k < 1\% \Rightarrow$  Les déplacements sont vérifiés

### 1.3. Vérification des forces sismiques : Art 4.3.6 (p 36)

La résultante des forces sismiques à la base  $V_d$  obtenue par la méthode dynamique doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques obtenue par la méthode statique, c'est-à-dire :  $V_d \times 0,8 \leq V_{ROBOT}$

➤ **Sens XX :**

$$V_{(ROBOT)} = 848,314KN$$

$$V_{dYY} = \frac{A.D.Q}{R} W_i = \frac{0,15 \times 1,22 \times 1,3}{5} 19905,22 = 947,09KN$$

$$0,8 \times 947,09 = 757,67 \text{ KN} \leq 848,31KN \quad \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens YY :**

$$V_{(ROBOT)} = 2905,202 KN$$

$$V_{hYY} = \frac{A.D.Q}{R} W_t = \frac{0,15 \times 1,22 \times 1,3}{5} 19905,22 = 947,09 KN$$

$$0.8 \times 947.09 = 757.67 \text{ KN} < 2905.202 \text{ KN} \quad \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

#### 1.4. Coefficient de participation massique : Art 4.3.4

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Pour notre structure nous avons au 8<sup>ième</sup> mode : 
$$\left. \begin{array}{l} U_x = 92,785\% > 90\% \\ U_y = 93,192\% > 90\% \end{array} \right\} \text{Vérfié.}$$

#### Excentricités :(Art 4.2.7 du RPA99 version 2003)

Comme pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans 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.
- Excentricité théorique résultant des plans.

#### a) Les excentricités théoriques :

Les excentricités théoriques (x01; y02) données par ROBOT sont affichées dans le Tableau suivant :

| Cas/Etage | Nom      | Masse [kg] | G (x,y,z) [m]   | R (x,y,z) [m]   | Ix [kgm2]   | Iy [kgm2]    | Iz [kgm2]    | ex0 [m] | ey0 [m] | ex2 [m] | ey2 [m] |
|-----------|----------|------------|-----------------|-----------------|-------------|--------------|--------------|---------|---------|---------|---------|
| 5/ 1      | RDC      | 251484.622 | 12.450 8.782 2. | 12.449 8.891 2. | 6885215.391 | 15420771.964 | 21382197.052 | 0.001   | 0.108   | 0.010   | 0.010   |
| 5/ 2      | Etage 1  | 208069.700 | 12.450 8.841 6. | 12.449 8.891 6. | 5557682.642 | 12380051.971 | 17504430.069 | 0.001   | 0.050   | 0.010   | 0.010   |
| 5/ 3      | Etage 2  | 196678.489 | 12.450 8.840 9. | 12.449 8.891 9. | 5296980.290 | 11784958.022 | 16673447.425 | 0.001   | 0.051   | 0.010   | 0.010   |
| 5/ 4      | Etage 3  | 196678.489 | 12.450 8.840 12 | 12.449 8.891 12 | 5296995.744 | 11784973.460 | 16673447.506 | 0.001   | 0.051   | 0.010   | 0.010   |
| 5/ 5      | Etage 4  | 196678.489 | 12.450 8.840 15 | 12.449 8.891 15 | 5297011.134 | 11784988.862 | 16673447.489 | 0.001   | 0.051   | 0.010   | 0.010   |
| 5/ 6      | Etage 5  | 196678.489 | 12.450 8.840 18 | 12.449 8.891 18 | 5297026.552 | 11785004.277 | 16673447.512 | 0.001   | 0.051   | 0.010   | 0.010   |
| 5/ 7      | Etage 6  | 185197.229 | 12.450 8.840 21 | 12.449 8.891 21 | 4969370.827 | 11171064.481 | 15757532.105 | 0.001   | 0.052   | 0.010   | 0.010   |
| 5/ 8      | Etage 7  | 185197.229 | 12.450 8.840 24 | 12.449 8.891 24 | 4969386.232 | 11171079.886 | 15757532.105 | 0.001   | 0.052   | 0.010   | 0.010   |
| 5/ 9      | Etage 8  | 185197.229 | 12.450 8.840 27 | 12.449 8.891 27 | 4969401.637 | 11171095.290 | 15757532.105 | 0.001   | 0.052   | 0.010   | 0.010   |
| 5/ 10     | Etage 9  | 184634.422 | 12.450 8.862 30 | 12.449 8.891 30 | 4937542.974 | 11170484.396 | 15725438.818 | 0.001   | 0.029   | 0.010   | 0.010   |
| 5/ 11     | Etage 10 | 4028.447   | 12.450 8.248 32 | 12.482 8.079 32 | 2783.520    | 2679.613     | 2631.183     | 0.032   | 0.169   | 0.010   | 0.010   |

Tableau VI.4: Tableau des excentricités théoriques.

**b) Les excentricités accidentelles (ex1 et ey1) :**

| Etage | Hom      | Liste           | Couleur | Lx [m] | Ly [m] | ex1 [m] | ey1 [m] |
|-------|----------|-----------------|---------|--------|--------|---------|---------|
| 1     | RDC      | 1A6 117A121 1   |         | 24.900 | 16.350 | 1.245   | 0.818   |
| 2     | Etage 1  | 7 8 10 28 30 72 |         | 24.900 | 17.700 | 1.245   | 0.885   |
| 3     | Etage 2  | 11A209P66 85A   |         | 24.900 | 17.700 | 1.245   | 0.885   |
| 4     | Etage 3  | 13 14 33 34 78  |         | 24.900 | 17.700 | 1.245   | 0.885   |
| 5     | Etage 4  | 15 16 35 36 79  |         | 24.900 | 17.700 | 1.245   | 0.885   |
| 6     | Etage 5  | 17 18 37 38A43  |         | 24.900 | 17.700 | 1.245   | 0.885   |
| 7     | Etage 6  | 19 20 39A439P   |         | 24.900 | 17.700 | 1.245   | 0.885   |
| 8     | Etage 7  | 21 22A390P92    |         | 24.900 | 17.700 | 1.245   | 0.885   |
| 9     | Etage 8  | 23A391P92 83A   |         | 24.900 | 17.700 | 1.245   | 0.885   |
| 10    | Etage 9  | 25 26A316P58    |         | 24.900 | 17.700 | 1.245   | 0.885   |
| 11    | Etage 10 | 1264 1275 1295  |         | 1.300  | 1.550  | 0.065   | 0.078   |

**Tableau VI.5: Tableau des excentricités accidentelles.**

On doit vérifier que :  $e = \max(0.005L_{\max}, e_0)$

$e_x = \max(0.05 \times 25.35, 0.01) = 1.26 > 1.24 \dots\dots\dots CV$

$e_y = \max(0.05 \times 18.15, 0.108) = 0.907 > 0.885 \dots\dots\dots CV$

➤ **Vérification au système de contreventement :**

(Art .10 du RPA99 version 2003)

Le taux de charges verticales et horizontales repris par les voiles et portiques est comme suit :

- les charges verticales :

Les voiles :  $\frac{42766480}{64902498} \times 100 = 65,89\%$ .

- les charges horizontales :

➤ sens longitudinal :

Les voiles :  $\frac{2560}{3292.3} \times 100 = 77,76\%$

➤ sens transversal :

Les voiles :  $\frac{732.3}{3292.3} \times 100 = 22,24\%$

Dans ce cas les voiles reprennent plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques dans les deux sens.

Dans ce cas la structure est contreventée par voiles et portiques.

## *Chapitre VIII*

*Ferraillage des poutres.*

**VIII.1. Introduction :**

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$  : à L'ELU.
- $G + Q$  : à L'ELS.
- $G + Q + E$  : RPA99 révisé 2003.
- $0.8G \pm E$  : RPA99 révisé 2003.

**VIII.2. Recommandations du RPA99 :****a. Armatures longitudinales :**

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0,5%.

-Poutre principales :  $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$ .

-Poutre secondaire :  $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$ .

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :  
4% en zone courante.  
6% en zone de recouvrement.

➤ Poutres principales :  $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$  (en zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$  (en zone de recouvrement).

➤ Poutres secondaires :  $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$ . (en zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$ . (en zone de recouvrement).

- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone  $\Pi_a$ .
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

**b. Armatures transversales :**

- Les quantités minimale des armatures transversales est de :

$$A_t = 0,003.S_t.b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

➤  $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) \Rightarrow$  en zone nodale.

➤  $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow$  en zone de recouvrement.

Avec :

$\phi$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**VIII.3 Calcul du ferrailage :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} \quad , \quad f_{bc} = \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_b}$$

Pour les FeE400 :  $\mu_t = 0,392$ .

**Si :**  $\mu_b < \mu \Rightarrow SSA \Rightarrow A_s = \frac{M}{\beta.d.\sigma_{st}}$

Avec :  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$

**Si :**  $\mu_b \geq \mu \Rightarrow SDA$

Alors :  $M = M_l + \Delta M$

$$M = M_l + \Delta M$$

$$M_l = \mu_l.b.d^2.f_{bc} \quad \text{et} \quad \Delta M = M - M_l$$

$$\begin{cases} A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_r}{\beta.d.\sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s} \\ A'_s = \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s} \end{cases}$$

**VIII.3.1 Les vérifications de BAEL91 :**

Les vérifications à effectuer sont :

**1. La condition de non fragilité :**

$$\frac{A_s}{bd} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e}$$

**2. La condition d'adhérence :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \frac{V_u}{0,9.d \sum u_i} \leq \psi_s.f_{ij} = 3,15MPa.$$

**3. Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \frac{V_u}{b.d} \leq 3,33MPa.$$

**4. Influence de l'effort tranchant aux appuis :**

$$A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0,9.d} \right)$$

**VIII.3.2 Vérification à l'ELS :****1. Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{M_{ser}}{K\beta.d.A} \\ \bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 15MPa \end{array} \right.$$

$$\rho_1 = \frac{100.A_{ad}}{b.d} \rightarrow \beta \quad \text{et} \quad k$$

Etat limite d'ouvertures des fissures :

La fissuration peu nuisible  $\rightarrow$  aucune vérification n'est nécessaire.

**2. Etat limite de déformation du béton :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{M_t}{10.M_0}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

$l$  : portée de la travée entre nus d'appuis.

$M_t$  : Moment fléchissant maximal en travée.

$M_0$  : Moment statique.

$A$  : section d'armatures tendues.

Les résultats du ferrailage des poutres principales sont récapitulés dans le tableau suivant (Tableau VIII.1.)

| Niv  | app et trav | Section [cm <sup>2</sup> ] | M [KN.m] | $\mu$ | $\beta$ | A calculé | Amin [cm <sup>2</sup> ] | A adopté [cm <sup>2</sup> ] | les barres      |
|--|-------------|----------------------------|----------|-------|---------|-----------|-------------------------|-----------------------------|-----------------|
| RDC ET 1 <sup>er</sup> étage               | Appui       | 30x40                      | 71,45    | 0,116 | 0,938   | 5,79      | 6                       | 10,64                       | 3HA16+<br>3HA14 |
|  | Travée      |                            | 28,98    | 0,047 | 0,976   | 2,26      |                         | 6,03                        | 3HA16           |
| 2 <sup>eme</sup> au 5 <sup>eme</sup> étage | Appui       | 30x40                      | 105,3    | 0,172 | 0,905   | 8,84      | 6                       | 10,64                       | 3HA16+<br>3HA14 |
|  | Travée      |                            | 28,70    | 0,046 | 0,976   | 2,23      |                         | 6,03                        | 3HA16           |
| 6 <sup>eme</sup> au 9 <sup>eme</sup> étage | Appui       | 30x40                      | 108,52   | 0,176 | 0,902   | 9,14      | 6                       | 10,64                       | 3HA16+<br>3HA14 |
|  | Travée      |                            | 36,64    | 0,060 | 0,969   | 2,27      |                         | 6,03                        | 3HA16           |

Tableau VIII.1.

Les résultats du ferrailage des poutres secondaires sont récapitulés dans le tableau suivant (Tableau VIII.2.).

| Niv  | app et trav | Section [cm <sup>2</sup> ] | M [KN.m] | $\mu$ | $\beta$ | A calculé | Amin [cm <sup>2</sup> ] | A adopté [cm <sup>2</sup> ] | les barres      |
|--|-------------|----------------------------|----------|-------|---------|-----------|-------------------------|-----------------------------|-----------------|
| RDC ET 1 <sup>er</sup> étage               | Appui       | 30x35                      | 81,52    | 0,176 | 0,902   | 7,86      | 5,25                    | 9,24                        | 3HA14+<br>3HA14 |
|  | Travée      |                            | 24,08    | 0,052 | 0,973   | 2,15      |                         | 4,62                        | 3HA14           |
| 2 <sup>eme</sup> au 5 <sup>eme</sup> étage | Appui       | 30x35                      | 95,23    | 0,206 | 0,883   | 9,21      | 5,25                    | 9,24                        | 3HA14+<br>3HA14 |
|  | Travée      |                            | 48,54    | 0,104 | 0,945   | 4,47      |                         | 4,62                        | 3HA14           |
| 6 <sup>eme</sup> au 9 <sup>eme</sup> étage | Appui       | 30x35                      | 85,22    | 0,184 | 0,898   | 8,26      | 5,25                    | 9,24                        | 3HA14+<br>3HA14 |
|  | Travée      |                            | 57,84    | 0,124 | 0,934   | 4,57      |                         | 4,62                        | 3HA14           |

Tableau VIII.2.

## VIII.4. Vérification du ferrailage a l'ELS :

| Niv  | appuis travées | Section [cm <sup>2</sup> ] | M [KN.m] | $\beta$ | $A_s$ à L'ELU | $\sigma_s$ (MPa) | K     | $\sigma_b$ (MPa) | $\bar{\sigma}$ (MPa) | obs |
|--|----------------|----------------------------|----------|---------|---------------|------------------|-------|------------------|----------------------|-----|
| RDC ET 1 <sup>er</sup> étage               | Appuis         | 30x40                      | 37,76    | 0,864   | 10,64         | 108,092          | 21,76 | 4,97             | 15                   | CV  |
|  | Travées        |                            | 20,80    | 0,891   | 6,03          | 101,879          | 30,87 | 3,3              |                      | CV  |
| 2 <sup>eme</sup> au 5 <sup>eme</sup> étage | Appuis         | 30x40                      | 59,40    | 0,864   | 10,64         | 170,038          | 21,76 | 7,81             | 15                   | CV  |
|  | Travées        |                            | 21,27    | 0,891   | 6,03          | 104,181          | 30,87 | 3,37             |                      | CV  |
| 6 <sup>eme</sup> au 9 <sup>eme</sup> étage | Appuis         | 30x40                      | 68,67    | 0,864   | 10,64         | 196,575          | 21,76 | 9,03             | 15                   | CV  |
|  | Travées        |                            | 26,62    | 0,891   | 6,03          | 130,386          | 30,87 | 4,22             |                      | CV  |

Tableau VIII.4.1 poutres principales.

| Niv  | appuis travées | Section [cm <sup>2</sup> ] | M [KN.m] | $\beta$ | $A_s$ à L'ELU | $\sigma_s$ (MPa) | K     | $\sigma_b$ (MPa) | $\bar{\sigma}$ (MPa) | obs |
|--|----------------|----------------------------|----------|---------|---------------|------------------|-------|------------------|----------------------|-----|
| RDC et 1 <sup>ER</sup> étage               | Appuis         | 30x35                      | 26,05    | 0,865   | 9,24          | 98,76            | 21,76 | 4,54             | 15                   | CV  |
|  | Travées        |                            | 17,44    | 0,885   | 4,62          | 99,03            | 28,48 | 3,48             |                      | CV  |
| 2 <sup>eme</sup> au 5 <sup>eme</sup> étage | Appuis         | 30x35                      | 35,62    | 0,865   | 9,24          | 135,05           | 21,76 | 6,21             | 15                   | CV  |
|  | Travées        |                            | 35,25    | 0,885   | 4,62          | 200,16           | 28,48 | 7,03             |                      | CV  |
| 6 <sup>eme</sup> au 9 <sup>eme</sup> étage | Appuis         | 30x35                      | 44,60    | 0,865   | 9,24          | 169,10           | 21,76 | 7,77             | 15                   | CV  |
|  | Travées        |                            | 42,06    | 0,885   | 4,62          | 238,83           | 28,48 | 8,38             |                      | CV  |

Tableau VII.4.2 poutres secondaires.

**VIII.5. Vérification du BAEL91 :****1. Vérification de la condition de non fragilité :**

On doit avoir :

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,38 \text{ cm}^2$$

D'où :  $A_s \geq A_{\min}$  condition vérifiée

**2. Vérification de l'adhérence :**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$

$$\begin{cases} \tau_{se} = \psi \times f_{ij} = 3,15 \text{ MPa} \\ \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} \end{cases}$$

$\sum u_i$  : Somme des périmètres utiles des barres

➤ **Sens principal :**  $\sum u_i = 3\pi\phi 16 + 3\pi\phi 14 = 28,26 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{84,24 \times 10}{0,9 \times 38 \times 28,26} = 0,87 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \rightarrow$  Condition vérifiée.

➤ **Sens secondaire :**  $\sum u_i = 3\pi\phi 16 + 3\pi\phi 12 = 26,37 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{88,84 \times 10}{0,9 \times 33 \times 26,37} = 1,13 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \rightarrow$  Condition vérifiée.

**3. Vérification de la contrainte tangentielle :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 3,33 \text{ MPa}$$

➤ **Sens principal :**  $\tau_u = \frac{84,24 \times 10}{30 \times 38} = 0,74 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$  condition vérifiée

➤ **Sens secondaire :**  $\tau_u = \frac{88,84 \times 10}{30 \times 33} = 0,89 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$  condition vérifiée

**1. Influence de l'effort tranchant aux appuis :****a. Influence sur le béton :**

Il faut vérifier que :  $V_u \leq 0,4 \times a \times b \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \quad (a = 0,9 \cdot d)$

- **Sens principal** :  $0,4 \times 0,9 \times 38 \times 30 \times \frac{25}{1,5} = 6840 \text{ KN} > 84,24 \text{ KN} \Rightarrow$  Condition vérifiée.
- **Sens secondaire** :  $0,4 \times 0,9 \times 33 \times 30 \times \frac{25}{1,5} = 5940 \text{ KN} > 88,84 \text{ KN} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

## 2. Influence sur les armatures (Art. A.5.1, BAEL91)

Lorsque, au droit de l'appui :  $T_u - \frac{M_u}{0,9.d} > 0$  on doit prolonger une section

d'armature pour équilibrer un moment égal à :  $T_u - \frac{M_u}{0,9.d}$

- **Sens principal** :  $T_u - \frac{M_u}{0,9.d} = 84,24 - \frac{108,52}{0,9 \times 0,38} = -233,07 \text{ KN} < 0$
- **Sens secondaire** :  $T_u - \frac{M_u}{0,9.d} = 88,84 - \frac{95,23}{0,9 \times 0,33} = -231,79 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

### b) Vérification de la flèche [ART B.6.5,2 BAEL91 modifiée 99] :

Sens (YY) :

$$\frac{h}{\ell} = \frac{40}{400} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0,062 \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{\ell} \geq \frac{M_t}{10 \times M_o} = \frac{26,62}{10 \times \frac{66,02 \times (4)^2}{8}} = 0,02 < \frac{40}{400} = 0,1 \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\frac{4,2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d} \Rightarrow \frac{6,03}{30 \times 38} = 5,29 \cdot 10^{-3} < \frac{4,2}{400} = 0,01 \text{ Condition vérifiée.}$$

Sens (XX) :

$$\frac{h}{\ell} = \frac{35}{330} = 0,106 > \frac{1}{16} \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{\ell} = \frac{M_t}{10 \times M_o} = \frac{42,06}{10 \times \frac{64,58 \times (3,3)^2}{8}} = 0,048 < \frac{35}{330} = 0,106$$

Condition vérifiée.

$$\frac{4,2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d} \Rightarrow \frac{6,03}{30 \times 38} = 5,28 \cdot 10^{-3} < \frac{4,2}{400}$$

Condition vérifiée.

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

### VIII.6. Vérification de RPA99 :

#### a. Espacement des armatures :

##### 1. Poutre principale :

###### ➤ Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12.1,6\right)$$

$$S_t = 10cm$$

###### ➤ Zone courante :

$$S \leq \frac{h}{2} \rightarrow S \leq \frac{40}{2} \Rightarrow S = 20cm$$

##### 2. Poutre secondaire :

###### ➤ Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12.1,4\right)$$

$$S_t = 8,75cm \text{ Soit } S_t = 8cm$$

###### ➤ Zone courante :

$$S \leq \frac{h}{2} \rightarrow S \leq \frac{35}{2} \Rightarrow S = 17,5cm \text{ Soit } S_t = 17cm$$

#### b. Diamètre des armatures transversales :

Selon le RPA99 modifié 2003 le diamètre des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

###### ➤ Poutre principal :

$$\phi \leq \min\left(\frac{40}{35}; 1,6; \frac{30}{10}\right) = 1,14cm$$

###### ➤ Poutre secondaire :

$$\phi \leq \min\left(\frac{35}{35}; 1,4; \frac{30}{10}\right) = 1cm$$

On adopte pour les deux cas le diamètre de 8mm.

#### c. Armatures transversales minimales :

La section d'armatures minimale est donnée par la formule suivante :

$$A_{t \min} = 0,003.S_t.b$$

➤ **Poutre principal :**

$$A_{t,\min} = 0,003.20.30 = 1,8\text{cm}^2$$

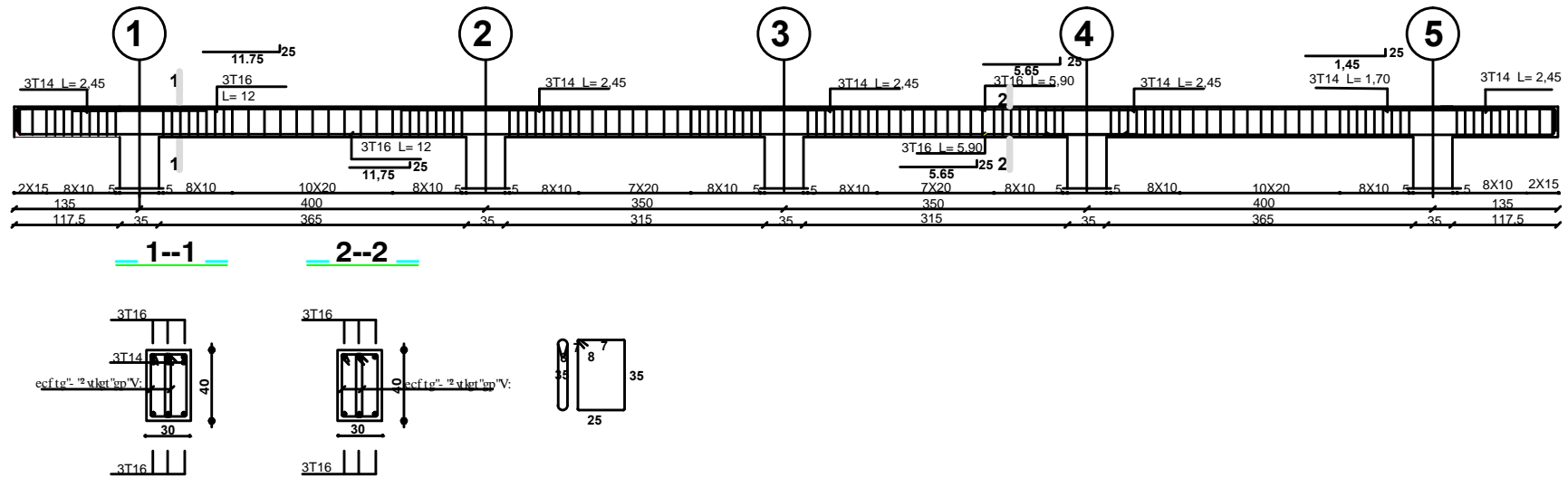
$$A_t = 4\emptyset8 = 2.01 \text{ cm}^2 > 1,8 \text{ cm}^2$$

➤ **Poutre secondaire :**

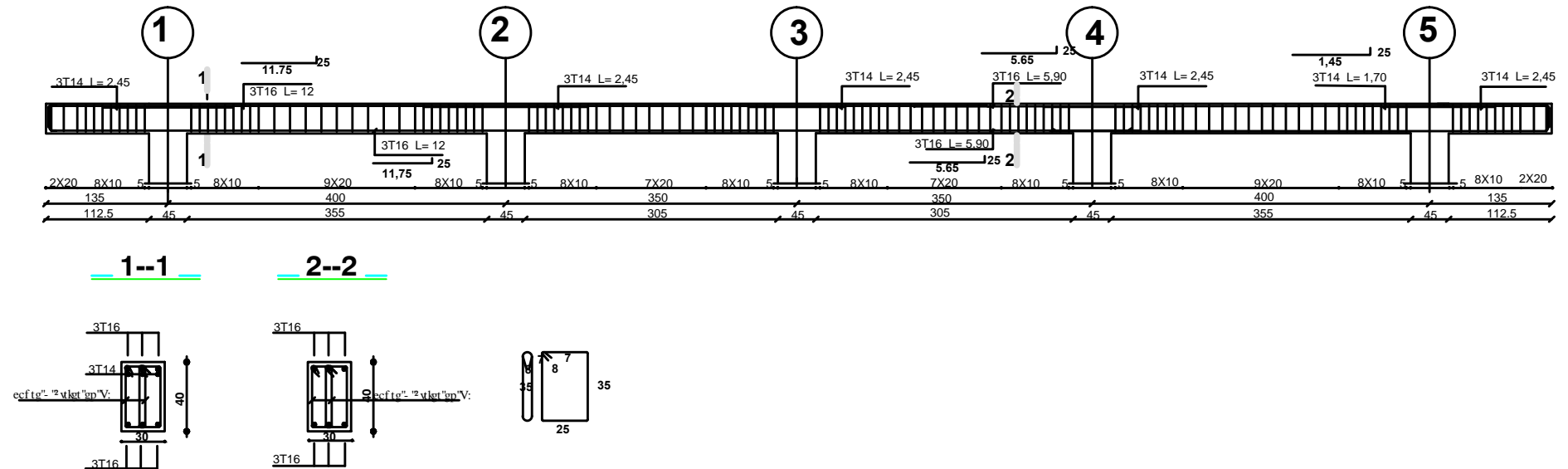
$$A_{t,\min} = 0,003.17.30 = 1,53\text{cm}^2$$

$$A_t = 4\emptyset8 = 2.01 \text{ cm}^2 > 1,53 \text{ cm}^2$$

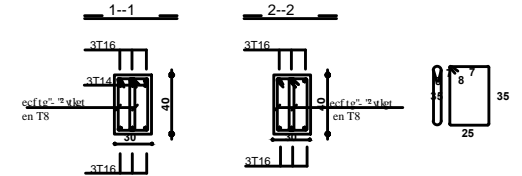
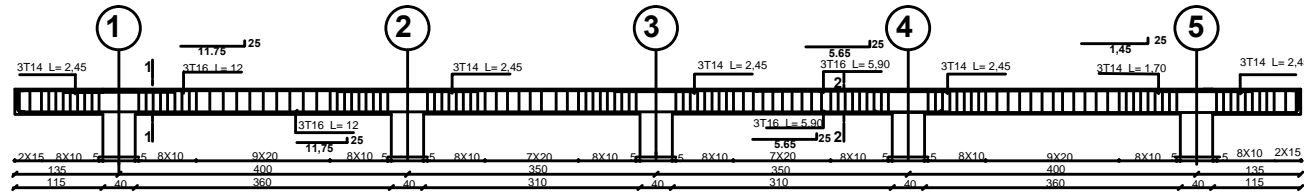
### FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALE DU 6er au 9eme NIVEAU :



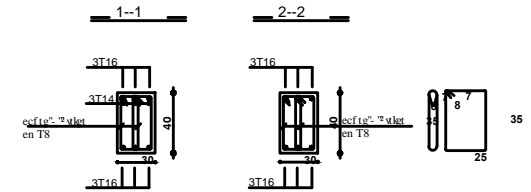
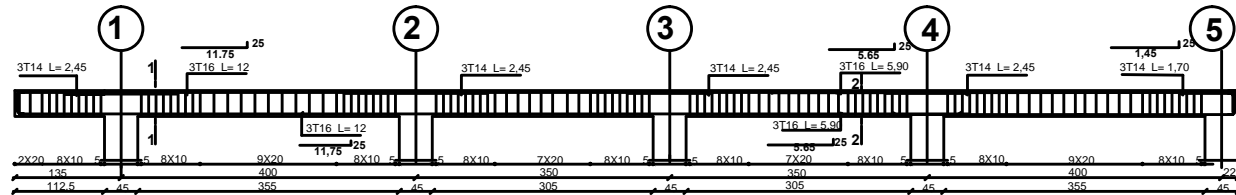
### FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALE DU 1er NIVEAU :



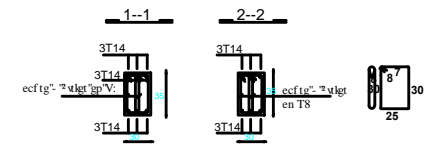
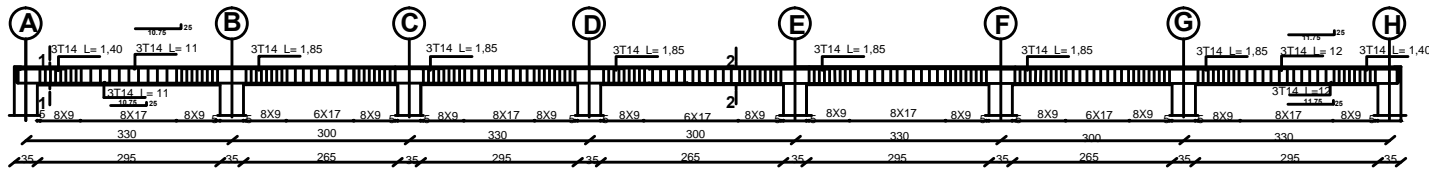
**FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALE DU 2er au 5eme NIVEAU :**



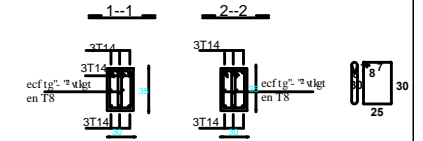
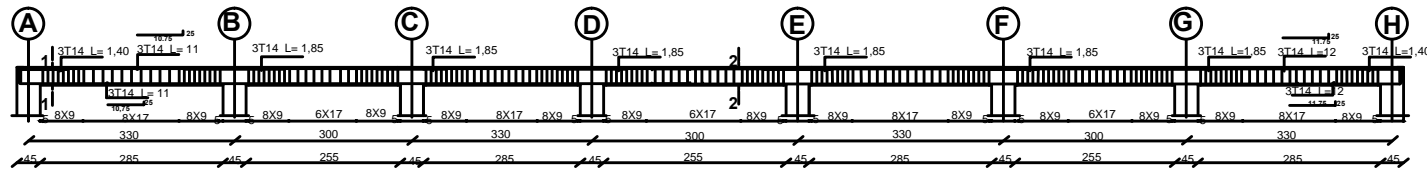
**FERRAILLAGE DE LA POUTRE PRINCIPALE POUR NIV :RDC**



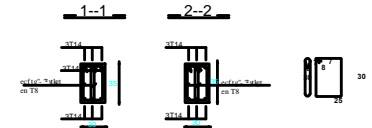
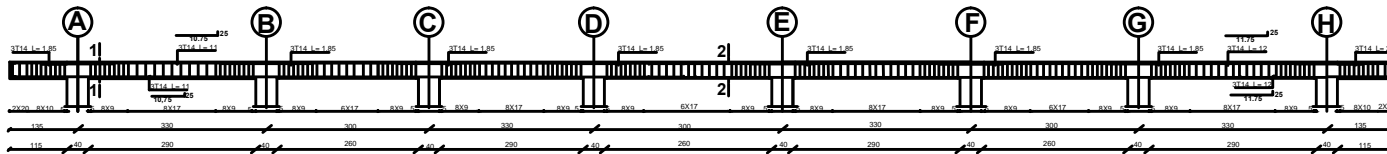
FERRAILAGE DES POUTRES SECONDAIRES AXE A+E (6-7-8 et 9 eme etage):



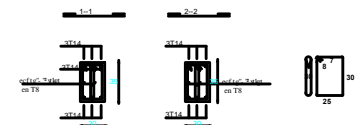
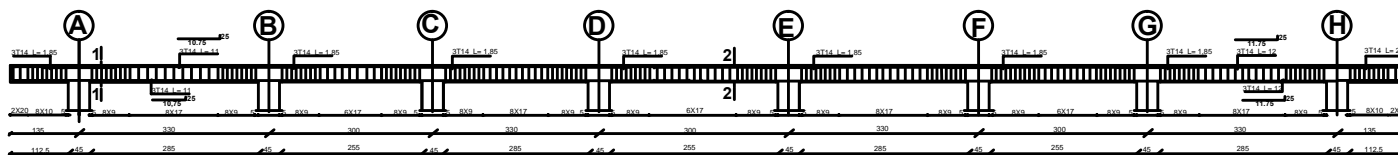
FERRAILAGE DES POUTRES SECONDAIRES AXE A+E (RDC et 1er etage):



FERRAILAGE DES POUTRES SECONDAIRES AXE B+C+D (2-3-4 et 5 eme etage):



FERRAILAGE DES POUTRES SECONDAIRES AXE B+C+D (1er etage):





## *Chapitre IX*

*Ferraillage des poteaux.*

## IX. 1 Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal, donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Tableau IX. 1 : caractéristiques mécanique des matériaux

| Situation           | Béton      |                 |                | Acier (type 1 FeF40) |             |                  |
|---------------------|------------|-----------------|----------------|----------------------|-------------|------------------|
|                     | $\gamma_b$ | $F_{c28}$ (MPa) | $f_{bu}$ (MPa) | $\gamma_s$           | $F_e$ (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) |
| <b>Durable</b>      | 1.5        | 25              | 14.2           | 1.15                 | 400         | 348              |
| <b>Accidentelle</b> | 1.15       | 25              | 21.73          | 1                    | 400         | 400              |

## IX. 2 Combinaison des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- **Selon C.B.A.:**  
 E L U .....1,35 G + 1,5 Q  
 E L S ..... G + Q
- **Selon RPA 99 révisé en 2003** (situation accidentelle)  
 G + Q ± E  
 0,8G ± E

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant. ( $N_{\max}$  :  $M_{\text{correspondant}}$ )
- Effort normal minimal et le moment correspondant. ( $N_{\min}$  :  $M_{\text{correspondant}}$ )
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant. ( $M_{\max}$  :  $N_{\text{correspondant}}$ )

## IX. 3 Armatures longitudinales

### IX.3.1 Recommandations de RPA99 révisé en 2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de 0.8%(zone IIa).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  (zone IIa).

- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si à possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

### IX.3.2. Ferrailage longitudinal :

#### ❖ Ferrailage minimal d'après RPA99 (7.4.2.1) :

Le pourcentage minimale de l'acier sera de 0.8% (zone IIa)

| Etage                         | RDC-1 | 2-3-4-5 | 6-7-8-9 |
|-------------------------------|-------|---------|---------|
| $A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> ) | 16.2  | 12.8    | 9.8     |

Tableau IX. 2 : Ferrailage minimal de l'acier

#### ❖ Ferrailage maximum :( zone IIa) :

Le pourcentage maximal de l'acier sera de : 4% en zone courante.  
6% en zone de recouvrement.

#### ➤ Zone de recouvrement :

| Etage                         | RDC-1 | 2-3-4-5 | 6-7-8-9 |
|-------------------------------|-------|---------|---------|
| $A_{\max}$ (cm <sup>2</sup> ) | 121.5 | 96      | 73.5    |

Tableau IX. 3 : Ferrailage maximum « Zone de recouvrement »

#### ➤ zone courante :

| Etage                         | RDC-1 | 2-3-4-5 | 6-7-8-9 |
|-------------------------------|-------|---------|---------|
| $A_{\max}$ (cm <sup>2</sup> ) | 81    | 64      | 49      |

Tableau IX. 4 : Ferrailage maximum « Zone courante »

### IX.3.3 Calcul les armatures longitudinales :

- Si  $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c \Rightarrow$  la section est partiellement comprimée.

- Si  $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c \Rightarrow$  il faut vérifier l'inégalité suivante.

$$N_u(d - c) - M_f \leq \left( 0,337 - 0,81 \frac{c}{h} \right) b \cdot h^2 \cdot f_{bu} \rightarrow (a)$$

Avec :  $M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right)$  moment fictif

$M_f$  : Moment de N rapporté au centre de gravité des aciers tendus.

- Si l'inégalité (a) est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

- Si  $\mu_b < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée.
- Si  $\mu_b > \mu_l \Rightarrow$  la section est doublement armée, donc il faut calculer  $A$  et  $A'$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

La section réelle est donnée par :  $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

- Si l'inégalité (a) n'est pas vérifiée, alors la section est entièrement comprimée, il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f \geq (0,5h - c)b \cdot h \cdot f_{bu} \rightarrow (b)$$

- Si l'inégalité (b) est vérifiée, donc la section a besoin d'armatures inférieures comprimées (section doublement armée).

$$A_s = \frac{M - (d - 0,5h)b \cdot h \cdot f_{bu}}{\sigma_s \cdot (d - c)} \quad \text{Et} \quad A_s' = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bu}}{\sigma_s} - A_s$$

- Si l'inégalité (b) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures (section simplement armée)

$$A_s = \frac{N_u - 100 \cdot \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}}{100 \cdot \sigma_s} \quad \text{et} \quad A_s' = 0$$

Avec :  $\psi = \frac{0,3571 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bu}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$

❖ Le calcul de ferrailage est résumé dans les tableaux suivant :

| NIV   | Section (cm <sup>2</sup> ) | sens | Comb  | cas | N (KN)   | M (KN.m) | Obs | A <sub>sup</sub> | A <sub>inf</sub> | Ferrailage   |
|---|----------------------------|------|-------|-----|----------|----------|-----|------------------|------------------|--|
| RDC et 1 <sup>er</sup> étage  | 45x45                      | xx   | ELU   | 1   | 1617.375 | 0.000    | SPC | 0.00             | -20.18           | A <sub>min</sub> =16.2cm <sup>2</sup><br>A <sub>adopté</sub> =20.62 cm <sup>2</sup><br><b>4HA20+4HA16</b>    |
|   |                            |      |       | 2   | 407.245  | -0.079   | SPC | 0.00             | -5.99            |  |
|   |                            |      |       | 3   | 665.633  | 1.105    | SPC | 0.00             | -9.45            |  |
|   |                            |      | Accid | 1   | 1480.911 | 0.133    | SPC | 0.00             | -17.80           |  |
|   |                            |      |       | 2   | 346.031  | 2.431    | SPC | 0.00             | -4.35            |  |
|   |                            |      |       | 3   | 570.511  | 4.419    | SPC | 0.00             | -7.04            |  |
|   |                            | yy   | ELU   | 1   | 1617.375 | 5.117    | SPC | 0.00             | -19.67           |  |
|   |                            |      |       | 2   | 407.245  | -3.369   | SPC | 0.00             | -6.23            |  |
|   |                            |      |       | 3   | 1337.250 | 19.919   | SPC | 0.00             | -15.71           |  |
|   |                            |      | Accid | 1   | 1480.911 | -2.011   | SPC | 0.00             | -17.98           |  |
|   |                            |      |       | 2   | 346.031  | 5.845    | SPC | 0.00             | -4.14            |  |
|   |                            |      |       | 3   | 998.166  | 14.229   | SPC | 0.00             | -10.36           |  |
| 2 <sup>ème</sup> ,<br>3 <sup>ème</sup> ,<br>4 <sup>ème</sup><br>et<br>5 <sup>ème</sup><br>étage | 40x40                      | xx   | ELU   | 1   | 1169.954 | 0.000    | SPC | 0.00             | -15.14           | A <sub>min</sub> =12.8cm <sup>2</sup><br>A <sub>adopté</sub> =14.20cm <sup>2</sup><br><b>4HA16+4HA14</b>     |
|   |                            |      |       | 2   | 186.133  | -0.249   | SPC | 0.00             | -2.73            |  |
|   |                            |      |       | 3   | 467.021  | 0.670    | SPC | 0.00             | -6.74            |  |
|   |                            |      | Accid | 1   | 890.343  | 0.058    | SPC | 0.00             | -11.09           |  |
|   |                            |      |       | 2   | 149.619  | 0.693    | SPC | 0.00             | -1.93            |  |
|   |                            |      |       | 3   | 230.641  | 2.033    | SPC | 0.00             | -2.89            |  |
|   |                            | yy   | ELU   | 1   | 1169.954 | -13.260  | SPC | 0.00             | -16.57           |  |
|   |                            |      |       | 2   | 186.133  | -6.202   | SPC | 0.00             | -3.29            |  |
|   |                            |      |       | 3   | 340.697  | 32.498   | SPC | 0.00             | -2.26            |  |
|   |                            |      | Accid | 1   | 890.343  | -33.629  | SPC | 0.00             | -13.65           |  |
|   |                            |      |       | 2   | 149.619  | -28.185  | SPC | 0.00             | -3.87            |  |
|   |                            |      |       | 3   | 498.582  | 13.316   | SPC | 0.00             | -5.46            |  |
| 6 <sup>ème</sup> ,<br>7 <sup>ème</sup> ,<br>8 <sup>ème</sup><br>et<br>9 <sup>ème</sup><br>étage | 35x35                      | xx   | ELU   | 1   | 526.120  | 0.000    | SPC | 0.00             | -7.52            | A <sub>min</sub> =9.8cm <sup>2</sup><br>A <sub>adopté</sub> =10.68cm <sup>2</sup><br><b>4HA14+<br/>4HA12</b> |
|   |                            |      |       | 2   | -7.660   | 0.093    | SPC | 0.00             | 0.13             |  |
|   |                            |      |       | 3   | 159.737  | 1.125    | SPC | 0.00             | -2.32            |  |
|   |                            |      | Accid | 1   | 395.335  | 0.001    | SPC | 0.00             | -5.91            |  |
|   |                            |      |       | 2   | 5.633    | 0.425    | SPC | 0.00             | -0.04            |  |
|   |                            |      |       | 3   | 18.777   | 2.204    | SPC | 0.00             | -0.07            |  |
|   |                            | yy   | ELU   | 1   | 526.120  | -13.111  | SPC | 0.00             | -8.87            |  |
|   |                            |      |       | 2   | -7.660   | 6.426    | SPC | 0.00             | 0.69             |  |
|   |                            |      |       | 3   | 70.188   | 36.860   | SPC | 0.00             | 2.38             |  |
|   |                            |      | Accid | 1   | 395.335  | -9.942   | SPC | 0.00             | -5.96            |  |
|   |                            |      |       | 2   | 5.633    | 3.585    | SPC | 0.00             | 0.20             |  |
|   |                            |      |       | 3   | 56.091   | 14.011   | SPC | 0.00             | 0.35             |  |

Tableau IX. 5 : Ferrailage armatures longitudinales

### IX.3.4 Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\overline{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$\lambda$  est supérieur à 5 donc le coefficient  $\rho_d$  sera pris égal à **0.075**

$$\overline{\tau_{bu}} = 1.875 \text{Mpa.}$$

▪ **Poteaux de section (45x45)**

$$T_{\max} = 97.618 \text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{97.618 \times 10^3}{450 \times 420} = 0.516 \leq 1.875 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Poteaux de section (40x40)**

$$T_{\max} = 74.636 \text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{74.636 \times 10^3}{400 \times 370} = 0.504 \leq 1.875 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Poteaux de section (35x35)**

$$T_{\max} = 65.356 \text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{65.356 \times 10^3}{350 \times 320} = 0.583 \leq 1.875 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

Les contraintes tangentielles sont vérifiées.

**IX.3.5 Longueur d'ancrage (/Art A,6,1, 23BAEL91)**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$\Psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers à haute adhérence.}$$

- Pour les HA20 :  $l_s = 84,65 \text{cm}$
- Pour les HA16 :  $l_s = 56,44 \text{cm}$
- Pour les HA14 :  $l_s = 49,5 \text{cm}$ ,
- Pour les HA12 :  $l_s = 42,5 \text{cm}$

**IX.4 Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plan perpendiculaires à l'axe longitudinal.

**IX.4.1 Diamètre des armatures :** (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33mm$$

Soit  $\phi_t = 8mm$

$\phi_l$  : Diamètre max des armatures longitudinales. (Art 7.5.2.2 RPA99 version 2003).

Les armatures longitudinales seront encadrées par deux cadres en  $\phi 8$ . Soit ( $A_t = 2.01cm$ )

**IX.4.2 calcul des espacements :**

- **L'espacement des armatures transversales :** (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99).

$$S_t \leq \min \left\{ 15 \phi_l^{\min}, 40cm, (a + 10) cm \right\} = \min \left\{ 15 \times 1.2, 40cm, (35 + 10) cm \right\}$$

$$S_t \leq 18 cm$$

Avec  $a$  : est la petite dimension du poteau.

Soit  $S_t = 15 cm$

- **L'espacement des armatures transversales :** (Art 7.4.2.2 /RPA99 version 2003).

L'espacement des armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la

formule : 
$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e}$$

Avec :

$V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$\rho_a$  : 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 égal à **5** et à **3.75** dans le cas contraire.

**Remarque :**

Le calcul se fera pour les poteaux du RDC en raison de leur élançement géométrique, et de l'effort tranchant qui est maximal à leur niveau.

- **Elancement géométrique du poteau :**

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Avec :

$l_f$  : longueur de flambement ( $l_f = 0.707 L_0$ )

$i$  : rayon de giration ( $i = \sqrt{I/S}$ ).

$L_0$  : hauteur libre du poteau.

$S$  : section brute du poteau  $[(b-c) \times (h-c)]$ .

$I$  : moment d'inertie du poteau ( $I = bh^3/12$ ) par rapport à l'axe faible.

**Application numérique :**

$$l_f = 0.707 L_0 = 2.88$$

$$i = \sqrt{I/S} = 0.168$$

$$\lambda_g = 2.88/0.168 = 17.10$$

$\lambda$  est supérieur à **5** donc le coefficient  $\rho_a$  sera pris égal à **2.50**

La section d'armature transversal égal à  **$A_t = 2.01 \text{ cm}^2$** .

L'effort tranchant maximal égal à  **$V_u = 97.618 \text{ KN}$**

$$S_t = \frac{A_t \times h_l \times f_e}{\rho \times V_u} = \frac{201 \times 450 \times 400}{2.5 \times 97.618 \times 10^3} = \mathbf{14.82 \text{ cm}}$$

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

**IX.4.3 Espacement maximal des armatures transversales :**

(Art.7.4.2.2 /RPA99 version 2003)

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement «  $S_t$  » des armatures transversales est fixées comme suit :

- **En zone nodale**

$$S_t \leq \min (10 \phi_l^{\min}, 15 \text{ cm})$$

$$\leq \min (12, 15 \text{ cm})$$

On adopte  **$S_t = 10 \text{ cm}$** .

- **En zone courante**

$$S_t \leq 15 \phi_l^{\min}$$

$$\leq 18 \text{ cm}$$

On adopte  **$S_t = 15 \text{ cm}$** .

#### IX.4.4 Quantité d'armatures transversales minimale du RPA :

Pour  $\lambda_g \geq 5$ , la quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :

$$A_t^{\min} = 0.3\% S_t \times b$$

- **Poteaux RDC et 1<sup>er</sup> étage :**

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.02 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition non vérifiée.}$$

- **Poteaux 2<sup>eme</sup> au 5<sup>eme</sup> étage :**

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.80 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poteaux 6<sup>eme</sup> au 9<sup>eme</sup> étage :**

$$A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Pour les sections minimales du RPA ne sont pas vérifiées, nous avons deux choix entre augmenter le diamètre des cadres en optant pour des HA10 ou bien diminuer l'écartement des cadres, on a opté pour la deuxième solution.

- **Poteaux RDC et 1<sup>er</sup> étage : (S<sub>t</sub> = 14cm)**

$$A_{\min} = 0.003 \times 14 \times 45 = 1.89 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

#### IX.5 Vérification à l'ELS :

- **Etat limite de compression du béton :**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

$$\text{Contraintes admissible de l'acier : } \overline{\sigma}_s = 384 \text{ MPA}$$

$$\text{Contraintes admissible du béton : } \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions **xx** et **yy**.

Deux cas peuvent présenter :

- Si  $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$   $\longrightarrow$  Section entièrement comprimée.
- Si  $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6}$   $\longrightarrow$  Section partiellement comprimée.

- ❖ **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

- On calcule l'aire de la section homogène totale :  $S = b \cdot h + 15(A_s + A'_s)$
- On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance  $X_G$  au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \frac{A_s \times (0.5 \times h - d') - (d - 0.5 \times h)}{b \times h + 15(A_s + A_s')}$$

- On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15 \left[ A_s' (0.5 \times h - d' - X_G)^2 + A_s (d - 0.5 \times h + X_G)^2 \right]$$

Les contraintes dans le béton :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s (e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \longrightarrow \text{Sur la fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s (e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \longrightarrow \text{Sur la fibre inférieure.}$$

Finalement on vérifie :  $\max(\sigma_{sup}, \sigma_{inf}) \leq \overline{\sigma_{bc}}$

**Remarque :**

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

**❖ Vérification d'une section partiellement comprimée**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :  $y_1 = y_2 + L_c$

Avec :

$y_1$  : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression  $C_p$ .

$L_c$  : la distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  déterminé par l'équation suivante :  $y_2^3 + p y_2 + q = 0$

**Avec :**

$$L_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3L_c^2 - \frac{90A_s}{b} (L_c - c') + \frac{90A_s'}{b} (d - L_c)$$

$$q = -2L_c^3 - \frac{90A_s'}{b} (L_c - c')^2 + \frac{90A_s}{b} (d - L_c)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcule  $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$  Si  $\Delta \geq 0 \longrightarrow$  alors il faut calculer

$$t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q) , u = t^{1/3} \longrightarrow y_2 = u - \frac{p}{3 \times u}$$

$$\text{Si } \Delta < 0 \longrightarrow \text{on calcul alors : } \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}$$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

- 1)  $y_2^1 = a \cos \varphi \left( \frac{\varphi}{3} \right)$
- 2)  $y_2^2 = a \cos \varphi \left( \frac{\varphi}{3} + 120 \right)$
- 3)  $y_2^3 = a \cos \varphi \left( \frac{\varphi}{3} + 240 \right)$

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positives ayant un sens physique tel que :  $0 < y_1 + L_c < h$

$$I = \frac{b}{h} y_1^3 + 15[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - c')^2]$$

$$\text{Finalement : } \sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \times y_1 \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Les contraintes positives représentent des compressions, et les négatives des tractions.

**Remarque :**

Le même raisonnement sera suivi pour le sens x-x.

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivant :

| Niv      | Section (cm <sup>2</sup> ) | Sens | cas | N (KN)   | M (KN.m) | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> ) | nature | σ <sub>bc</sub> (MPa) | σ <sub>bt</sub> (MPa) | σ <sub>bc</sub> (Mpa) | Obs |
|----------|----------------------------|------|-----|----------|----------|-------------------------------------|--|--------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----|
| RDC et 1 | 45x45                      | XX   | 1   | 1176,288 | 0,000    | 16,20                               | 20,62                                  | SEC    | 4,724                 | 4,176                 | 15                    | CV  |
|          |                            |      | 2   | 297,413  | -0,057   |                                     |  | SEC    | 1,348                 | 0,902                 |                       |     |
|          |                            |      | 3   | 485,796  | 0,804    |                                     |  | SEC    | 2,110                 | 1,566                 |                       |     |
|          |                            | YY   | 1   | 1176,288 | 3,706    |                                     |  | SEC    | 4,724                 | 4,176                 | 15                    | CV  |
|          |                            |      | 2   | 297,413  | -2,451   |                                     |  | SEC    | 1,348                 | 0,902                 |                       |     |
|          |                            |      | 3   | 973,407  | 14,424   |                                     |  | SEC    | 4,227                 | 3,138                 |                       |     |
| 2-3-4-5  | 40x40                      | XX   | 1   | 851,619  | 0,000    | 12,8                                | 14,20                                  | SEC    | 4,408                 | 3,771                 | 15                    | CV  |
|          |                            |      | 2   | 135,866  | -0,180   |                                     |  | SEC    | 0,861                 | 0,443                 |                       |     |
|          |                            |      | 3   | 341,056  | 0,491    |                                     |  | SEC    | 1,966                 | 1,310                 |                       |     |
|          |                            | YY   | 1   | 851,619  | -9,603   |                                     |  | SEC    | 4,408                 | 3,771                 | 15                    | CV  |
|          |                            |      | 2   | 135,866  | -4,497   |                                     |  | SEC    | 0,861                 | 0,443                 |                       |     |
|          |                            |      | 3   | 248,342  | 23,632   |                                     |  | SEC    | 1,432                 | 0,954                 |                       |     |
| 6-7-8-9  | 35x35                      | XX   | 1   | 383,301  | 0,000    | 9,8                                 | 10,68                                  | SEC    | 2,682                 | 2,126                 | 15                    | CV  |
|          |                            |      | 2   | -4,920   | 0,067    |                                     |  | SPC    | 0,049                 | 0,012                 |                       |     |
|          |                            |      | 3   | 94,644   | 0,820    |                                     |  | SEC    | 0,950                 | 0,237                 |                       |     |
|          |                            | YY   | 1   | 383,301  | -9,497   |                                     |  | SEC    | 2,773                 | 2,187                 | 15                    | CV  |
|          |                            |      | 2   | -4,920   | 4,583    |                                     |  | SPC    | 0,048                 | 0,012                 |                       |     |
|          |                            |      | 3   | 51,516   | 26,835   |                                     |  | SEC    | 0,538                 | 0,129                 |                       |     |

Tableau (IX. 6) : Vérification les armatures longitudinales à l'ELS

**IX.6 Condition de non fragilité** (Art A.4.2, 1 /BAEL91 modifiée 99).

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique  $f_e$ .

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivant :

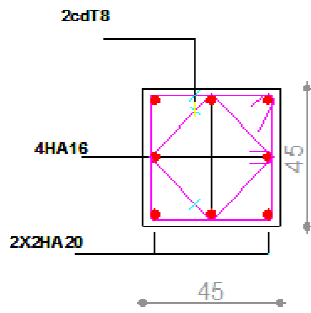
$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \left[ \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right] \cdot b \cdot d$$

| Niv      | Section (cm <sup>2</sup> ) | Sens | N (KN)   | M (KN.m) | e <sub>s</sub> (cm) | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> ) | Obs |
|----------|----------------------------|------|----------|----------|---------------------|-------------------------------------|--|-----|
| RDC et 1 | 45x45                      | XX   | 1176.288 | 0.000    | 0.000               | 5.61                                | 20,61                                  | CV  |
|          |                            |      | 297.413  | -0.057   | 0.019               | 5.62                                |  |     |
|          |                            |      | 485.796  | 0.804    | 0.165               | 5.68                                |  |     |
|          |                            | YY   | 1176.288 | 3.706    | 0.315               | 5.75                                |  |     |
|          |                            |      | 297.413  | -2.451   | 0.824               | 6.00                                |  |     |
|          |                            |      | 973.407  | 14.424   | 1.481               | 6.39                                |  |     |
| 2-3-4-5  | 40x40                      | XX   | 851.619  | 0.000    | 0.000               | 4.40                                | 14,20                                  | CV  |
|          |                            |      | 135.866  | -0.180   | 0.132               | 4.44                                |  |     |
|          |                            |      | 341.056  | 0.491    | 0.144               | 4.45                                |  |     |
|          |                            | YY   | 851.619  | -9.603   | 1.127               | 4.90                                |  |     |
|          |                            |      | 135.866  | -4.497   | 3.309               | 6.83                                |  |     |
|          |                            |      | 248.342  | 23.632   | 9.515               | -4.89                               |  |     |
| 6-7-8-9  | 35x35                      | XX   | 383.301  | 0.000    | 0.000               | 3.32                                | 10.68                                  | CV  |
|          |                            |      | -4.920   | 0.067    | 1.361               | 3.91                                |  |     |
|          |                            |      | 94.644   | 0.820    | 0.866               | 3.66                                |  |     |
|          |                            | YY   | 383.301  | -9.497   | 2.477               | 4.74                                |  |     |
|          |                            |      | -4.920   | 4.583    | 93.150              | 1.21                                |  |     |
|          |                            |      | 51.516   | 26.835   | 52.090              | 1.10                                |  |     |

*Tableau (IX. 6) : Condition de non fragilité*

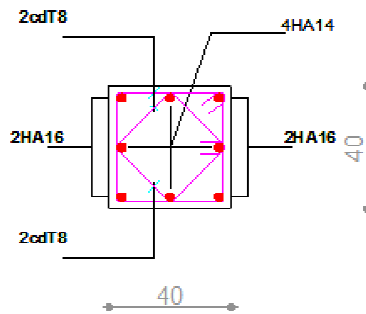
**Conclusion :**

Le ferrailage adopté pour les des poteaux sont :



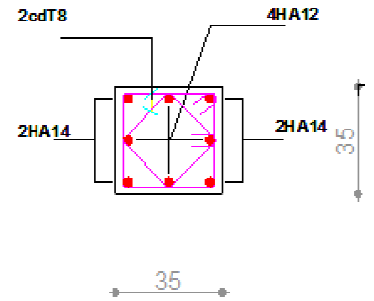
15) Ferrailage des poteaux (40x40)

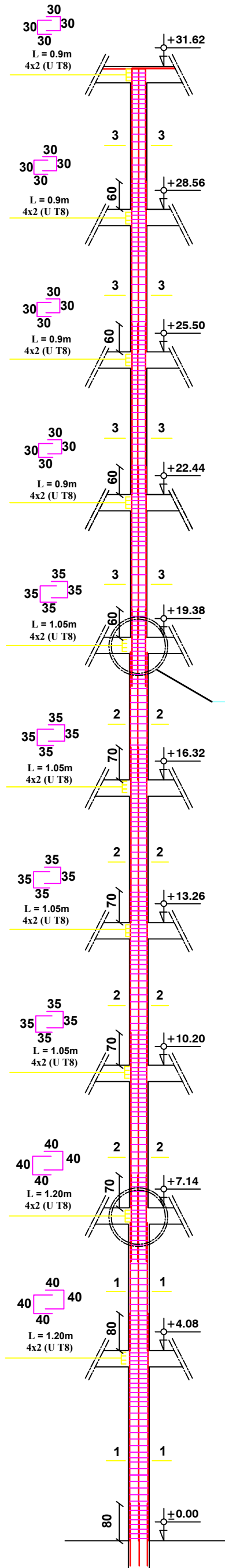
2<sup>ème</sup> au 5<sup>ème</sup> étages



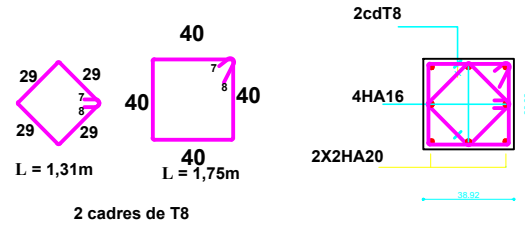
aillage des poteaux (35x35)

6<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup> étages

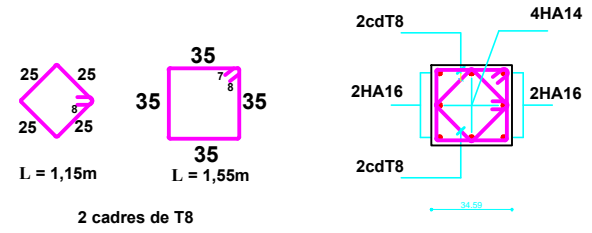




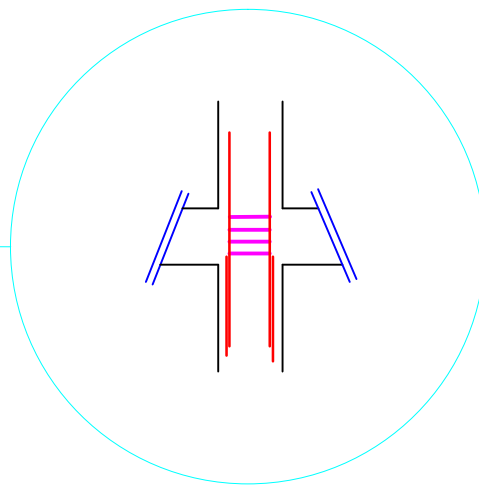
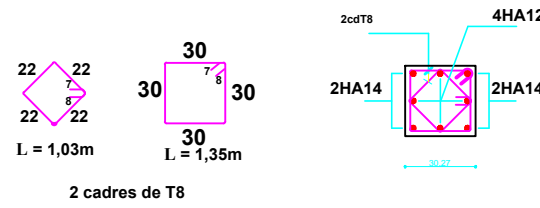
### Coupe 1-1 (Ech 1/20)



### Coupe 2-2 (Ech 1/20)



### Coupe 3-3 (Ech 1/20)



DETAIL SUR LE CHANGEMENT DE SECTION DES POTEUX

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

ETUDIE PAR:  
Mr OUNNADI SALAH  
Mr MOKRANI KARIM  
Mr MEHANI SAID

TITRE

**FERRAILLAGE DES POTEUX**

DIRIGE PAR:  
Mme. IDRIS

PROMOTION 2012

## *Chapitre X*

*Ferraillage des voiles.*

### X.1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Notre ouvrage comprend deux (2) types de voiles.

- Voiles longitudinaux
- Voiles transversaux

Seulement il est souhaitable d'adopter le même ferrailage pour un certains nombres de niveaux.

- Zone I : RDC et 1<sup>er</sup> étage.
- Zone II : 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage
- Zone III : du 6<sup>ème</sup> ou 9<sup>ème</sup> étage.

### X.2. Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont:

Selon le BAEL 91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ (ELU)} \\ G + Q \text{ (ELS)}. \end{array} \right.$$

Selon le RPA version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E. \end{array} \right.$$

### X.3. Ferrailage des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de la RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

#### Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V}{I} \end{array} \right.$$

**Avec :**

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V : bras de levier.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donnée par :

$$d \leq \min \left( \frac{he}{2}, \frac{2}{3} l_c \right).$$

**Avec :**

he : hauteur entre nus du plancher du voile considéré.

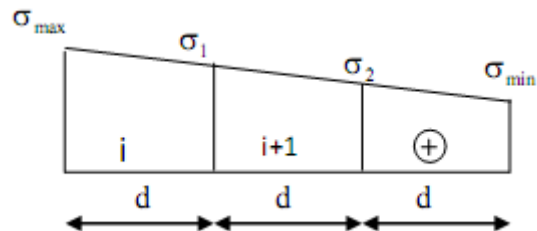
L<sub>c</sub> : longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

L<sub>t</sub>: longueur de la zone tendue : L<sub>t</sub> = L - L<sub>c</sub>

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

➤ Section entièrement comprimée :

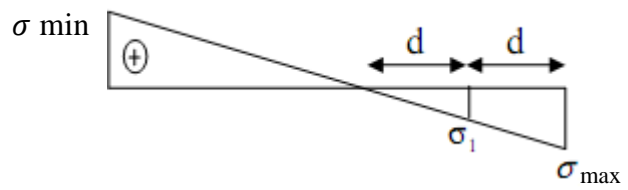


$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \cdot e$$

Fig. X.1) : Diagramme d'une section entièrement comprimée.

➤ Section partiellement comprimée :

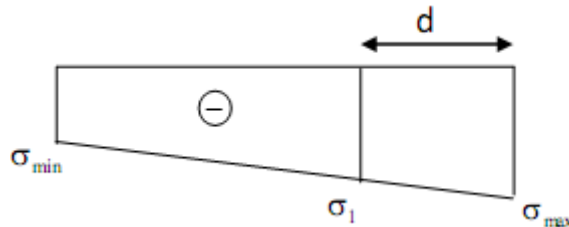


$$N_I = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{I+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

Fig. X.2): Diagramme d'une section partiellement tendue.

➤ Section entièrement tendue :



$$N_I = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \cdot e$$

Fig. X.3) : Diagramme d'une section entièrement tendue.

### X.3.1. Armatures verticales :

➤  $A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$  —————> pour une section entièrement comprimée.

➤  $A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$  —————> pour une section partiellement comprimée.

➤  $A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$  —————> pour une section entièrement tendue.

**Avec:** B section du voile.

$$\sigma_{s2} = 348 \text{ MPa}$$

### X.3.2. Armatures minimales :

#### Compression du béton :

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$  Par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures

$0,002 \leq A_{\min}/B \leq 0,005$  Avec B : section du béton comprimé.

**Traction simple :**

Selon le BAEL 91 :  $A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{c28}}{f_e}$

**Avec :**

B : section du béton tendu. (Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontal du béton tendu).

Exigences de RPA 99 révisé 2003 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15 %.
- En zone courante 0.10 %.

**X.3.3. Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\Phi$  d'après le BEAL 91

$$A_h = A_v / 4.$$

Et d'après le RPA 2003 :  $A_h \geq 0,15\% b$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

**X.3.4. 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.

**X.3.5. Armatures de coutures : Art7.7.4.3 (RPA 2003).**

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 suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad \text{avec} \quad T = 1.4V_u$$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

**X.3.6. Espacement :**

D'après l'article 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_v \leq 1.5 \times e, \text{ et } \leq 30 \text{ cm} \\ S_v \leq \min \{37.5 \text{ cm}, 30 \text{ cm}\} \rightarrow S_v \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**Avec :**

$e$  = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $1/10$  de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

**X.3.7. Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

**X.3.8. Diamètre maximal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser de  $1/10$  l'épaisseur du voile.

**X.3.9. Potelet :**

Les potelets doivent être armés par des barres verticales dont la section de celle-ci est supérieure à 4HA10.

Les armatures transversales sont des cadres dont l'espacement est inférieur ou égal à l'épaisseur du voile ( $e$ ).

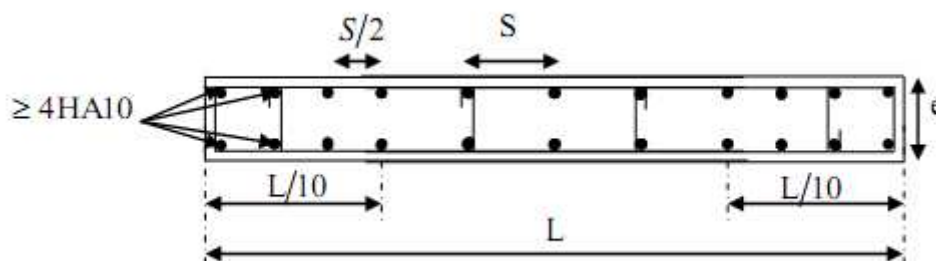


Fig. X.4) : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

**X.3.10. Vérification :****A). Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, on 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

**B). Vérification de la contrainte de cisaillement :**

D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} \quad \text{tel que } \tau_b = \frac{V}{b_0 d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calculé}}$$

**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 :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{tel que } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec  $\tau_u$ : contrainte de cisaillement.

Fissuration préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

**X.4. Exemple de calcul :**

Soit à calculer le ferrailage du voile **V01** dans la zone **I**.

➤ **Caractéristiques géométriques :**

$$L = 4\text{m.}$$

$$e = 0,2\text{m.}$$

$$I = bh^3/12 = 1.066\text{m}^4$$

$$V = V' = L/2 = 2\text{m. et } B = 0.8\text{m}^2$$

➤ **Sollicitations de calcul :**

$$\sigma_{\max} = 4020\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -2905\text{KN/m}^2 \longrightarrow \text{la section est partiellement comprimée (SPC).}$$

$$L_c = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = 1.68\text{m}$$

$$L_t = L - L_c = 4 - 1.68 = 2.32\text{m}$$

$$D \leq \min(he/2, 2/3 L_c), \text{ donc } D \leq 1.12\text{m.}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d) :

$$\text{Avec } d = L_t / 2 = 1.16\text{m.}$$

1<sup>er</sup> bande:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\max}}{2} = 2010\text{KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \cdot e = 699.48\text{KN.}$$

➤ **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = \frac{699.48}{34.8} = 20.1\text{cm}^2$$

2<sup>ème</sup> bande :

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{2010}{2} \times 1.16 \times 0.2 = 233.16\text{KN.}$$

Armatures verticales :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 6.7\text{cm}^2$$

➤ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0.23 d e f_{t28}}{f_e}, 0,005 d e \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ 2.80, 11.6 \right\} = 11.6 \text{ cm}^2$$

1<sup>er</sup> bande: 5HA16/nappe= 10.05cm<sup>2</sup>/nappe, St=20cm.

2<sup>ème</sup> bande : 5HA16/nappe= 10.05 cm<sup>2</sup>/nappe, St= 20cm.

➤ **Armatures horizontales :**

$$A_h = A_v / 4 = 40.20 / 4 = 10.05 \text{ cm}^2.$$

Soit 4HA14/nappe/ml.

Section minimale

D'après le RPA 2003 :  $A_h \geq 0.15\% B = 0,0015 \cdot 400 \cdot 20 = 12 \text{ cm}^2$ . ..... condition vérifiée.

➤ **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré.

➤ **Armatures de coutures :**

$$A_{vj} = 1,1x \frac{T}{f_e} = 1,1x \frac{1.4 \times 178.448 \times 10}{400} = 6.87 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_{vj}/8 = 0.86 \text{ cm}^2/\text{nappe}.$$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{178.448 \times 1000}{200 \times 0,9 \times 4000} = 0.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.25 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{.....Condition vérifiée.}$$

RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b = \frac{T}{b d} = \frac{1.4 \times 178.448 \times 10}{20 \times 0.9 \times 400} = 0.357 \text{ MPa}$$

$$0.357 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}. \quad \text{.....Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b \leq 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_s}$$

$$\sigma_b = \frac{423,676 \times 1000}{0,2 \times 1.16 \times 10^6 + 15 \times 12.06 \times 100} = 1.69 \text{ MPa.} \longrightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \quad \text{Condition vérifiée.}$$

X.5. Tableaux de ferrailage :

Tableau X.1 : Ferrailage du voile VI

|                                 |                                     | ZONE I                            | ZONE II    | ZONE III.   |             |
|---------------------------------|-------------------------------------|-----------------------------------|------------|-------------|-------------|
| Caractéristiques Géométriques.  | L (m)                               | 4                                 | 4          | 4           |             |
|                                 | E (m)                               | 0.2                               | 0.2        | 0.2         |             |
|                                 | B (m <sup>2</sup> )                 | 0.8                               | 0.8        | 0.8         |             |
| Sollicitations de calcul.       | $\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> ) | 4020                              | 2177       | 457         |             |
|                                 | $\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> ) | -2905                             | -2615      | -1483       |             |
|                                 | Vu(KN)                              | 178.448                           | 406.703    | 91.4        |             |
|                                 | Nature de la section                | SPC                               | SPC        | SPC         |             |
|                                 | Lc(m)                               | 1.68                              | 2.18       | 3.06        |             |
|                                 | Lt(m)                               | 2.32                              | 1.82       | 0.94        |             |
|                                 | d(m)                                | 1.16                              | 0.91       | 0.94        |             |
|                                 | Ferrailages.                        | N(KN)                             | N1         | 699,48      | 297.16      |
| N2                              |                                     |                                   | 233.16     | 99.05       | 0           |
| Av                              |                                     | A1                                | 20.1       | 8.54        | 1.23        |
|                                 |                                     | A2                                | 6.7        | 2.84        | 0           |
| Amin(cm <sup>2</sup> )          |                                     | 11.6                              | 9.1        | 9.4         |             |
| A adop/bande (cm <sup>2</sup> ) |                                     | 20.1                              | 9.1        | 9.4         |             |
| Choix par nappe                 |                                     | 5HA16                             | 4HA 14     | 4HA 14      |             |
| St(cm)                          |                                     | 20                                | 20         | 20          |             |
| Choix par voile                 |                                     | 20HA16                            | 20 HA14    | 20HA14      |             |
| Ah(cm <sup>2</sup> )            |                                     | 10.05                             | 7.7        | 7.7         |             |
| Ah adoptée(cm <sup>2</sup> )    |                                     | 12.32                             | 9,04       | 9,04        |             |
| St(cm)                          |                                     | 20                                | 20         | 20          |             |
| Choix par nappe                 |                                     | 4HA14                             | 4HA12      | 4HA12       |             |
| AT(cm <sup>2</sup> )            |                                     | 4 Épingles de HA 8/m <sup>2</sup> |            |             |             |
| Avj(cm <sup>2</sup> )           |                                     | 0.8                               | 1.96       | 0.44        |             |
| Choix par nappe                 | 4HA 8                               | 4HA10                             | 4HA8       |             |             |
| Vérification des contraintes.   | Contraintes                         | $\tau_u$ (MPa)                    | 0,25....CV | 0.564....CV | 0.126....CV |
|                                 |                                     | $\tau_b$ (MPa)                    | 0,35....CV | 0.791....CV | 0.177....CV |
| E L S                           |                                     | Ns(KN)                            | 423.676    | 381.560     | 408.600     |
|                                 |                                     | $\sigma_b$ (MPa)                  | 1.69....CV | 1.94....CV  | 2.04....CV  |

Tableau X.2 : Ferrailage du voile V2.

|                                |                        |                  | ZONE I                            | ZONE II   | ZONE III. |
|--------------------------------|------------------------|------------------|-----------------------------------|-----------|-----------|
| Caractéristiques Géométriques. | L (m)                  |                  | 2                                 | 2         | 2         |
|                                | E (m)                  |                  | 0.2                               | 0.2       | 0.2       |
|                                | B (m2)                 |                  | 0.4                               | 0.4       | 0.4       |
| Sollicitation de calcul.       | $\sigma_{max}$ (KN/m2) |                  | 2317                              | 1732      | 1653      |
|                                | $\sigma_{min}$ (KN/m2) |                  | -4142                             | -3878     | -3412     |
|                                | Vu(KN)                 |                  | 99.972                            | 346.286   | 315.005   |
|                                | Nature de la section   |                  | SPC                               | SPC       | SPC       |
|                                | Lc(m)                  |                  | 1.28                              | 1.38      | 0.68      |
|                                | Lt(m)                  |                  | 0.72                              | 0.62      | 1.32      |
|                                | D(m)                   |                  | 0.72                              | 0.62      | 0.66      |
| Ferrailages                    | N(KN)                  | N1               | 166.82                            | 107.38    | 163.64    |
|                                |                        | N2               | 0                                 | 0         | 54.55     |
|                                | Av                     | A1               | 4.80                              | 3.08      | 4.70      |
|                                |                        | A2               | 0                                 | 0         | 1.56      |
|                                | Amin(cm2)              |                  | 7.2                               | 6.2       | 6.6       |
|                                | A adop/bande (cm2)     |                  | 3.6                               | 3.1       | 3.3       |
|                                | Choix par nappe        |                  | 4HA12                             | 4HA12     | 4HA12     |
|                                | St(cm)                 |                  | 15                                | 15        | 15        |
|                                | Choix par voile        |                  | 13HA12                            | 13HA12    | 13HA12    |
|                                | Ah(cm2)                |                  | 3.67                              | 3.67      | 3.67      |
|                                | Ah adoptée(cm2)        |                  | 9.04                              | 9.04      | 9.04      |
|                                | St(cm)                 |                  | 20                                | 20        | 20        |
|                                | Choix par nappe        |                  | 4HA12                             | 4HA12     | 4HA12     |
|                                | AT(cm2)                |                  | 4 Épingles de HA 8/m <sup>2</sup> |           |           |
|                                | Avj(cm2)               |                  | 0.45                              | 1.66      | 1.51      |
| Choix par nappe/bonde          |                        | 3HA8             | 3HA10                             | 3HA8      |           |
| Vérification des contraintes.  | Contraintes            | $\tau_u$         | 0,277                             | 0,962     | 0,875     |
|                                |                        | $\tau_b$         | 0,388                             | 1,346     | 1,225     |
| E L S                          |                        | Ns(KN)           | 603.680                           | 565.450   | 408.600   |
|                                |                        | $\sigma_b$ (MPa) | 3.94...CV                         | 4.21...CV | 2.98...CV |

Tableau X.3 : Ferrailage du voile V3.

| s                                     |   |                              | ZONE I                            | ZONE II   | ZONE III.   |
|---------------------------------------|---|------------------------------|-----------------------------------|-----------|---|
| <b>Caractéristiques Géométriques.</b> | <b>L (m)</b>                            |                              | 3                                 | 3         | 3   |
|                                       | <b>E (m)</b>                            |                              | 0.2                               | 0.2       | 0.2   |
|                                       | <b>B (m2)</b>                           |                              | 0.6                               | 0.6       | 0.6   |
| <b>Sollicitation de calcul.</b>       | <b><math>\sigma_{max}</math>(KN/m2)</b> |                              | 3065                              | 462       | 56  |
|                                       | <b><math>\sigma_{min}</math>(KN/m2)</b> |                              | -3427                             | -2971     | -1740   |
|                                       | <b>Vu(KN)</b>                           |                              | 134.100                           | 42.470    | 51.87   |
|                                       | <b>Nature de la section</b>             |                              | SPC                               | SPC       | SEC   |
|                                       | <b>Lc(m)</b>                            |                              | 1.58                              | 2.6       | 3   |
|                                       | <b>Lt(m)</b>                            |                              | 1.42                              | 0.4       | Voile<br>entièrement<br>comprime<br><br>↓<br><br>Ferrailage<br>minimum. |
|                                       | <b>D(m)</b>                             |                              | 0.71                              | 0.4       |   |
| <b>Ferrailages</b>                    | <b>N(KN)</b>                            | <b>N1</b>                    | 326.42                            | 27.72     |   |
|                                       |   | <b>N2</b>                    | 108.80                            | 0         |   |
|                                       | <b>Av</b>                               | <b>A1</b>                    | 9.38                              | 0.80      |   |
|                                       |   | <b>A2</b>                    | 3.13                              | 0         |   |
|                                       | <b>Amin(cm2)</b>                        |                              | 7.1                               | 4         |   |
|                                       | <b>A adop/bande (cm2)</b>               |                              | 9.38                              | 4         |   |
|                                       | <b>Choix par nappe</b>                  |                              | 4HA14                             | 3HA12     |   |
|                                       | <b>St(cm)</b>                           |                              | 15                                | 15        |   |
|                                       | <b>Choix par voile</b>                  |                              | 20HA14                            | 20HA12    |   |
|                                       | <b>Ah(cm2)</b>                          |                              | 7.7                               | 5.65      |   |
|                                       | <b>Ah adoptée(cm2)</b>                  |                              | 9.04                              | 9.04      |   |
|                                       | <b>St(cm)</b>                           |                              | 20                                | 20        |   |
|                                       | <b>Choix par nappe</b>                  |                              | 4HA12                             | 4HA12     |   |
|                                       | <b>AT(cm2)</b>                          |                              | 4 Épingles de HA 8/m <sup>2</sup> |           |   |
| <b>Avj(cm2)</b>                       |   | 0.64                         | 0.21                              | 0.25      |   |
| <b>Choix par nappe</b>                |   | 2HA8                         | 4HA8                              | 2HA8      |   |
| <b>Vérification des contraintes.</b>  | <b>Contraintes</b>                      | <b><math>\tau_u</math></b>   | 0,248                             | 0,078     | /   |
|                                       |   | <b><math>\tau_b</math></b>   | 0,347                             | 0,110     | /   |
|                                       | <b>E L S</b>                            | <b>Ns(KN)</b>                | 500.820                           | 433.883   | 254.054   |
|                                       |   | <b><math>\sigma_b</math></b> | 3.28...CV                         | 4.92...CV | 0.41...CV   |

➤ Le ferrailage du voile V3 dans la zone III :

$$A_v = A_{min} \text{ avec } A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Et } 0,002 \leq A_{min}/300 \times 20 \leq 0,005 \longrightarrow 4 \text{ cm}^2 \leq A_{min} \leq 10 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_v = 5 \text{ HA}10/\text{ml}$  et par bond. ( $7.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ).

Tableau X.4 : Ferrailage du voile V4.

|                                |                        | ZONE I                            | ZONE II   | ZONE III.  |            |
|--------------------------------|------------------------|-----------------------------------|-----------|------------|------------|
| Caractéristiques Géométriques. | L (m)                  | 1                                 | 1         | 1          |            |
|                                | E (m)                  | 0.2                               | 0.2       | 0.2        |            |
|                                | B (m2)                 | 0.2                               | 0.2       | 0.2        |            |
| Sollicitation de calcul.       | $\sigma_{max}$ (KN/m2) | 3455                              | 1586      | 1379       |            |
|                                | $\sigma_{min}$ (KN/m2) | -3502                             | -3066     | -1987      |            |
|                                | Vu(KN)                 | 441.42                            | 189.757   | 215.142    |            |
|                                | Nature de la section   | SPC                               | SPC       | SPC        |            |
|                                | Lc(m)                  | 0.5                               | 0.66      | 0.6        |            |
|                                | Lt(m)                  | 0.5                               | 0.34      | 0.4        |            |
|                                | D(m)                   | 0.25                              | 0.34      | 0.4        |            |
| ferraillages                   | N(KN)                  | N1                                | 129.56    | 80.88      | 55.16      |
|                                |                        | N2                                | 43.18     | 0          | 0          |
|                                | Av                     | A1                                | 3.73      | 2.32       | 1.58       |
|                                |                        | A2                                | 1.24      | 0          | 0          |
|                                | Amin(cm2)              | 2.5                               | 3.4       | 4          |            |
|                                | A adop/bande (cm2)     | 3.73                              | 3.4       | 4          |            |
|                                | Choix par nappe        | 2HA12                             | 2HA12     | 2HA12      |            |
|                                | St(cm)                 | 15                                | 15        | 15         |            |
|                                | Choix par voile        | 7HA12                             | 7HA12     | 7HA12      |            |
|                                | Ah(cm2)                | 1.977                             | 1.977     | 1.977      |            |
|                                | Ah adoptée(cm2)        | 9.04                              | 9.04      | 9.04       |            |
|                                | St(cm)                 | 20                                | 20        | 20         |            |
|                                | Choix par nappe        | 4HA12                             | 4HA12     | 4HA12      |            |
|                                | AT(cm2)                | 4 Épingles de HA 8/m <sup>2</sup> |           |            |            |
|                                | Avj(cm2)               | 2.12                              | 0.91      | 1.00       |            |
| Choix par nappe                | 2HA12                  | 2HA8                              | 2HA8      |            |            |
| Vérification des contraintes.  | Contraintes            | $\tau_u$                          | 2.45...CV | 1,054...CV | 1,195...CV |
|                                |                        | $\tau_b$                          | 3.43...CV | 1,475...CV | 1,673...CV |
| E L S                          |                        | Ns(KN)                            | 518.67    | 446.215    | 288.834    |
|                                |                        | $\sigma_b$                        | 9.13...CV | 6.12...CV  | 3.4...CV   |

Tableau X.5 : Ferrailage du voile V5.

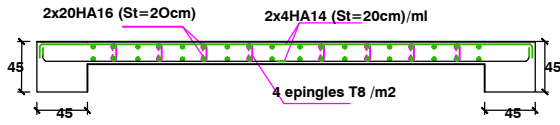
|                                |                                      | ZONE I     | ZONE II                           | ZONE III. |           |
|--------------------------------|--------------------------------------|------------|-----------------------------------|-----------|-----------|
| Caractéristiques Géométriques. | L (m)                                | 0.9        | 0.9                               | 0.9       |           |
|                                | E (m)                                | 0.2        | 0.2                               | 0.2       |           |
|                                | B (m <sup>2</sup> )                  | 0.18       | 0.18                              | 0.18      |           |
| Sollicitation de calcul.       | $\sigma_{\max}$ (KN/m <sup>2</sup> ) | 2103       | 1002                              | 939       |           |
|                                | $\sigma_{\min}$ (KN/m <sup>2</sup> ) | -4310      | -638                              | -614      |           |
|                                | Vu(KN)                               | 401.76     | 200.465                           | 361.100   |           |
|                                | Nature de la section                 | SPC        | SPC                               | SPC       |           |
|                                | Lc(m)                                | 0.6        | 0.35                              | 0.35      |           |
|                                | Lt(m)                                | 0.3        | 0.55                              | 0.55      |           |
|                                | D(m)                                 | 0.3        | 0.275                             | 0.275     |           |
| ferraillages                   | N(KN)                                | N1         | 63.10                             | 41.33     | 38.73     |
|                                |                                      | N2         | 0                                 | 13.77     | 12.91     |
|                                | Av                                   | A1         | 1.81                              | 1.18      | 1.12      |
|                                |                                      | A2         | 0                                 | 0.4       | 0.37      |
|                                | Amin(cm <sup>2</sup> )               |            | 3                                 | 2.75      | 2.75      |
|                                | A adop/bande (cm <sup>2</sup> )      |            | 3                                 | 2.75      | 2.75      |
|                                | Choix par nappe                      |            | 2HA12                             | 2HA12     | 2HA12     |
|                                | St(cm)                               |            | 15                                | 15        | 15        |
|                                | Choix par voile                      |            | 6HA12                             | 6HA12     | 6HA12     |
|                                | Ah(cm <sup>2</sup> )                 |            | 1.7                               | 1.7       | 1.7       |
|                                | Ah adoptée(cm <sup>2</sup> )         |            | 9.04                              | 9.04      | 9.04      |
|                                | St(cm)                               |            | 20                                | 20        | 20        |
|                                | Choix par nappe                      |            | 4HA12                             | 4HA12     | 4HA12     |
|                                | AT(cm <sup>2</sup> )                 |            | 4 Épingles de HA 8/m <sup>2</sup> |           |           |
|                                | Avj(cm <sup>2</sup> )                |            | 1.93                              | 0.96      | 1.5       |
|                                | Choix par nappe                      |            | 2HA12                             | 2HA8      | 2HA10     |
| Vérification des contraintes.  | Contraintes                          | $\tau_u$   | 2,48                              | 1,237     | 2,229     |
|                                |                                      | $\tau_b$   | 3,47                              | 1,732     | 3,120     |
| E L S                          |                                      | Ns(KN)     | 626.066                           | 553.230   | 400.193   |
|                                |                                      | $\sigma_b$ | 9.37...CV                         | 9.23...CV | 6.58...CV |

Tableau X.6 : Ferrailage du voile V6.

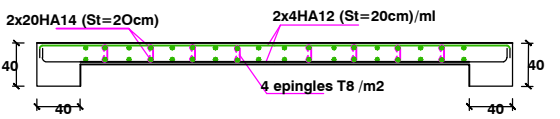
|                                |                        | ZONE I                            | ZONE II   | ZONE III. |           |
|--------------------------------|------------------------|-----------------------------------|-----------|-----------|-----------|
| Caractéristiques Géométriques. | L (m)                  | 2                                 | 2         | 2         |           |
|                                | E (m)                  | 0.2                               | 0.2       | 0.2       |           |
|                                | B (m2)                 | 0.4                               | 0.4       | 0.8       |           |
| Sollicitation de calcul.       | $\sigma_{max}$ (KN/m2) | 4156                              | 2437      | 1201      |           |
|                                | $\sigma_{min}$ (KN/m2) | -3945                             | -3809     | -2753     |           |
|                                | Vu(KN)                 | 208.265                           | 305.530   | 303.116   |           |
|                                | Nature de la section   | SPC                               | SPC       | SPC       |           |
|                                | Lc(m)                  | 0.97                              | 1.23      | 1.4       |           |
|                                | Lt(m)                  | 1.03                              | 0.77      | 0.6       |           |
|                                | D(m)                   | 0.515                             | 0.77      | 0.6       |           |
| ferraillages                   | N(KN)                  | N1                                | 320.82    | 187.65    | 72.06     |
|                                |                        | N2                                | 106.94    | 0         | 0         |
|                                | Av                     | A1                                | 9.22      | 5.4       | 2.07      |
|                                |                        | A2                                | 3.07      | 0         | 0         |
|                                | Amin(cm2)              | 5.15                              | 7.7       | 6.0       |           |
|                                | A adop/bande (cm2)     | 9.22                              | 7.7       | 6.0       |           |
|                                | Choix par nappe        | 3HA14                             | 4HA12     | 4HA10     |           |
|                                | St(cm)                 | 15                                | 15        | 15        |           |
|                                | Choix par voile        | 14HA14                            | 14HA12    | 14HA10    |           |
|                                | Ah(cm2)                | 5.39                              | 3.955     | 2.75      |           |
|                                | Ah adoptée(cm2)        | 9.04                              | 9.04      | 9.04      |           |
|                                | St(cm)                 | 20                                | 20        | 20        |           |
|                                | Choix par nappe        | 4HA12                             | 4HA12     | 4HA12     |           |
|                                | AT(cm2)                | 4 Épingles de HA 8/m <sup>2</sup> |           |           |           |
|                                | Avj(cm2)               | 1                                 | 1.5       | 1.46      |           |
| Choix par nappe                | 3HA8                   | 3HA8                              | 3HA8      |           |           |
| Vérification des contraintes.  | Contraintes            | $\tau_u$                          | 0,578     | 0,848     | 0,842     |
|                                |                        | $\tau_b$                          | 0,809     | 1,188     | 1,178     |
| E L S                          |                        | Ns(KN)                            | 576.051   | 555.208   | 400.836   |
|                                |                        | $\sigma_b$                        | 5.13...CV | 3.4...CV  | 3.15...CV |

# Voiles VL1

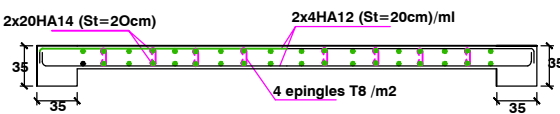
## ZONE 1



## ZONE 2

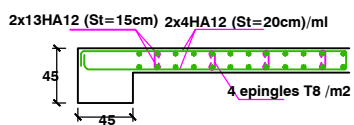


## ZONE 3

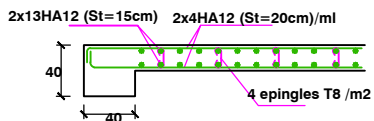


# Voiles VL2

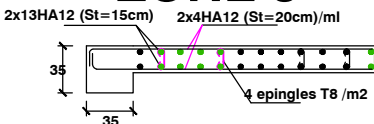
## ZONE 1



## ZONE 2



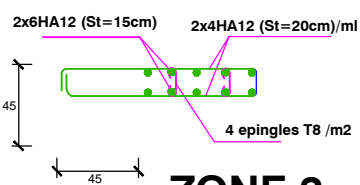
## ZONE 3



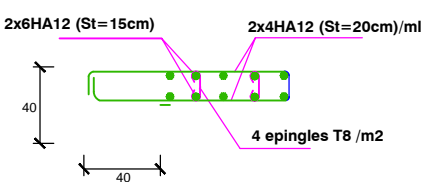
|   |                |
|---|----------------|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE |                |
| UNIVERSITE M'HAMED EL BACHAÏE DE TUNIS          |                |
| FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION             |                |
| DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL                      |                |
| ANNEE SCOLAIRE                                  | 2022-2023      |
| TRONC COMMUN                                    | 5              |
| PROFESSEUR                                      | MEHDI BOUMELAL |
| ETUDIANT  | BOUMELAL MEHDI |
| ferraillage des voiles transversales            |                |
| PROFESSEUR                                      | MEHDI BOUMELAL |

# Voiles VL5

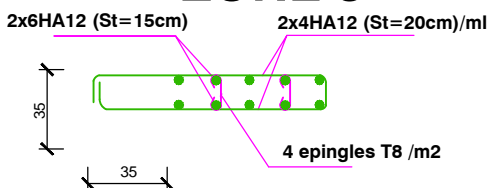
## ZONE 1



## ZONE 2

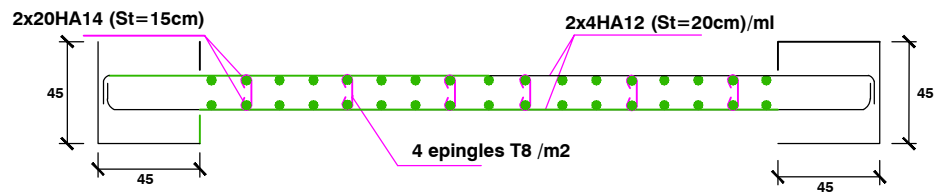


## ZONE 3

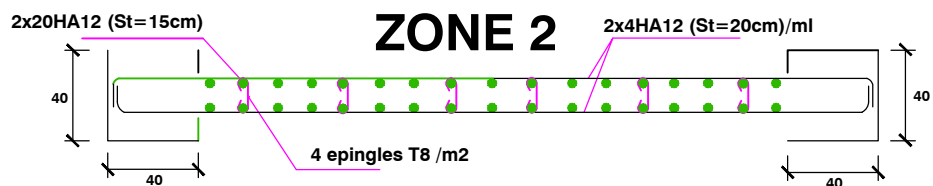


# Voiles VL3

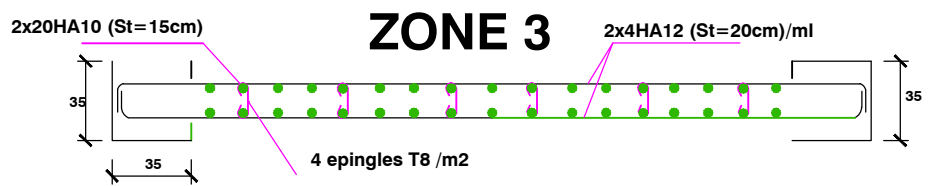
## ZONE 1



## ZONE 2

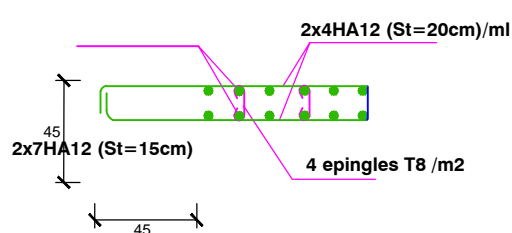


## ZONE 3

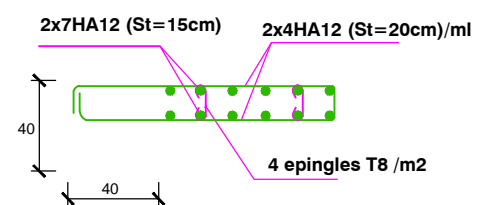


# Voiles VL4

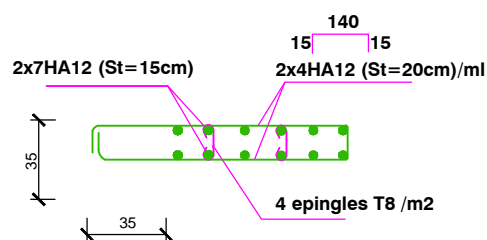
## ZONE 1



## ZONE 2

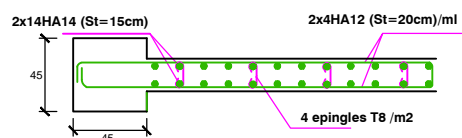


## ZONE 3

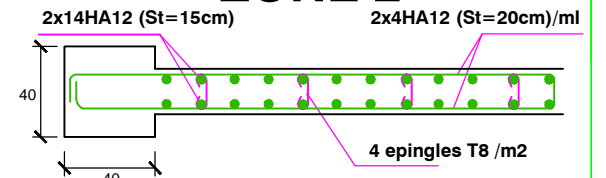


# Voiles VL6

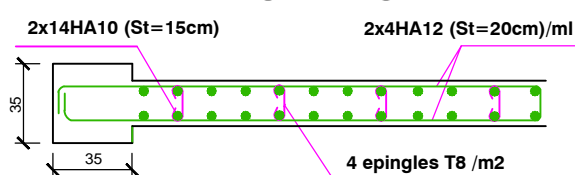
## ZONE 1



## ZONE 2



## ZONE 3



|   |                |
|---|----------------|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE |                |
| UNIVERSITE M'HAMED EL BACHAÏE DE TUNIS          |                |
| FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION             |                |
| DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL                      |                |
| ANNEE SCOLAIRE                                  | 2022-2023      |
| TRONC COMMUN                                    | 5              |
| PROFESSEUR                                      | MEHDI BOUMELAL |
| ETUDIANT  | BOUMELAL MEHDI |
| ferraillage des voiles longitudinales           |                |
| PROFESSEUR                                      | MEHDI BOUMELAL |

# *Chapitre XI*

*Etude de l'infrastructure.*

**XI.1-Introduction :**

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol.

Nous rencontrons généralement deux types de fondations :

- Fondations superficielles : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes ou radier).
- Fondations profondes : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

**XI.2-Etude géotechnique du sol :**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{sol} = 2$  bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

**XI.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. Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- L'économie ;
- La capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure.

**XI.4- Semelles isolés sous poteaux :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{smax}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \rightarrow \frac{45}{45} = 1 \rightarrow A = B.$$

$$D'où B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

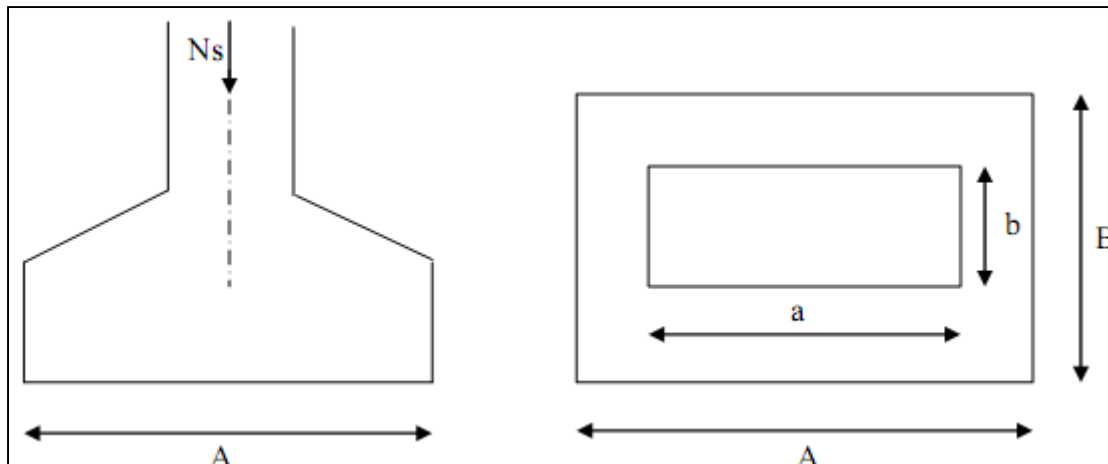


Fig . XI.1). Schéma statique de la fondation.

Application numérique :

$$B \geq \sqrt{\frac{1176.288}{200}} = 2,42 \text{ m.}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles entrain un chevauchement des fondations, et des bulbes de rupture ; alors Il y'a lieu donc d'opter pour des semelles filantes.

### ***XI.5. semelles filantes :***

#### **XI.5.1) Semelles sous poteaux :**

##### **A) hypothèses de calcul :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

##### **B) Etape du calcul :**

- 1). détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$  .
- 2). détermination des coordonnées de la structure R .

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

- 3). détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$$e \leq \frac{l}{6} \longrightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) \text{ et } q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right)$$

Détermination de largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q}{\sigma_{\text{sol}}} \frac{B}{4}$$

**C) Exemple de calcul (la fille 04)**

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

| poteaux | Ni= G + Q | R=Somme Ni | ei   | Mi     | Ni .ei   |
|---------|-----------|------------|------|--------|----------|
| Pot 217 | 870.73    | 4155.15    | -7.5 | -4.517 | -6530.47 |
| Pot 218 | 1176.29   |            | -3.5 | -7.415 | -4117    |
| Pot 219 | 494.51    |            | 0    | 12.37  | 0        |
| Pot 220 | 903.1     |            | 3.5  | 0.63   | 3160.85  |
| Pot 221 | 710.52    |            | 7.5  | 7.57   | 5328.9   |

Tableau XI.1.

$$e = \frac{\sum Ni ei + \sum Mi}{R} = \frac{-2157.72 + 8.63}{4155.15} = -0.51 \text{ m}$$

Donc l'excentricité e vaut :0.51m

Distribution par (ml) de la semelle :

$$e = 0,51 < \frac{17.7}{6} = 2.87\text{m} \longrightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{4155.15}{17.7} \left( 1 + \frac{6 \times 0.51}{17.7} \right) = 275.34 \text{ KN .}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{4155.15}{17.7} \left( 1 - \frac{6 \times 0.51}{17.7} \right) = 194.17 \text{ KN.}$$

$$q_{(B/4)} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{4155.15}{17.7} \left( 1 + \frac{3 \times 0.51}{17.7} \right) = 255.046 \text{ KN/ml}$$

Calcul de la largeur B :

$$B \geq \frac{q(B/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{255.046}{200} = 1.27 \text{ m}$$

Soit B=1.50m

Nous aurons donc,  $S=(17.7 \times 1.50) \times 8 - 1.5(4 \times 4 + 2 \times 2) = 182.4 \text{ m}^2$ .

**XI.5.2) Semelles filantes sous voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort  $N_s$ , données par la condition la plus défavorable.

$$N_s = G + Q$$

La largeur (B) de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{N_s}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Avec :

- B : La largeur de la semelle.
- L : Longueur de la semelle sous voile
- $\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

➤ **sens longitudinale :**

| Voiles              | Ni=G+Q (KN) | L (m) | B (m) | S=n.B.L (m2) |
|---------------------|-------------|-------|-------|--------------|
| <b>V3</b>           | 500.82      | 3.0   | 0.83  | 2.49         |
| <b>V4 (4voiles)</b> | 518.67      | 1.0   | 2.59  | 10.36        |
| <b>V5 (8voiles)</b> | 626.06      | 0.9   | 3.47  | 24.98        |
| <b>V6 (4voiles)</b> | 576.05      | 2.0   | 1.44  | 11.52        |
|                     |             |       |       | 49.35        |

Tableau X.2

➤ **Sens transversal :**

| Voiles              | Ni=G+Q (KN) | L (m) | B (m) | S=n.B.L (m2) |
|---------------------|-------------|-------|-------|--------------|
| <b>V1 (4voiles)</b> | 423.676     | 4.0   | 0.53  | 8.47         |
| <b>V2 (2voiles)</b> | 603.68      | 2.0   | 1.51  | 6.03         |
|                     |             |       |       | 14.50        |

Tableau X.3 surface revenue aux voiles

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = 49.35 + 14.50 = 63.85 \text{ m}^2$$

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$St = S_v + S_p = 63.85 + 182.4 = 246.25 \text{ m}^2$$

La surface totale du bâtiment :

$$S_{\text{bat}} = 17.7 \times 24.9 = 440.73 \text{ m}^2.$$

$$St/S_{\text{bat}} = 246.25/440.73 = 0.5587 \longrightarrow St > 50\% S_{\text{bat}}.$$

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on adopte pour un radier général comme fondation à ce bâtiment.

### XI.6. Radier général :

Le radier général est défini comme étant une fondation superficielle, travaillent comme un plancher renverser 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.

Les caractéristiques du radier sont :

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

#### XI.6.1) Pré dimensionnement du radier :

**A) la condition d'épaisseur minimale:** La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ( $h_{\text{min}} \geq 25\text{cm}$ ).

**B) les conditions forfaitaires:**

➤ **Sous voiles :**

$$\frac{l_{\text{max}}}{8} \leq h \leq \frac{l_{\text{max}}}{5}$$

$$\frac{400}{8} = 50 \leq h \leq \frac{400}{5} = 80 \longrightarrow h = 70 \text{ cm.}$$

➤ **Dalle :** la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h \geq \frac{l_{\text{max}}}{20} = 400/20 = 20\text{cm} \longrightarrow h = 30 \text{ cm.}$$

➤ **Poutre ou nervure :** La nervure du radier doit avoir une hauteur  $h_t$  égale à :

$$h \geq \frac{l_{\text{max}}}{10} = 400/10 = 40\text{cm} \longrightarrow h = 70 \text{ cm.}$$

**C) Condition de la longueur élastique (Le) :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 I E}{K b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol. Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \geq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} l_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3K}{E}}$$

**Avec :**

Le : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface K= 40 MPa pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m).

E : Module de déformation longitudinale déferée

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$$

L<sub>max</sub> : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$D'où : h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 3.3\right)^4 \cdot \frac{3 \times 40}{10818.865}} \longrightarrow h \geq 0.60 \text{ cm.}$$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

**ht = 80 cm** .....Hauteur de la nervure.

**h = 30 cm** .....Hauteur de la dalle.

**b = 45 cm** .....Largeur de la nervure.

**XI.6.2. Détermination des efforts :**

On prend comme une surface du radier celle du bâtiment.

➤ **Remarque :** Les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max(h/2, 30\text{cm}) \longrightarrow L_{\text{déb}} \geq \max(40\text{cm}, 30\text{cm}) \longrightarrow L_{\text{déb}} \geq 40\text{cm}$$

On prend L<sub>déb</sub> = 50cm.

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 440.73 + 0.5(17.7+24.9)2 = 483.33 \text{ m}^2$$

➤ **Charges permanentes :**

Poids du bâtiment : P<sub>bat</sub> = 40 224.718 KN

Poids du radier :

P<sub>rad</sub> = Poids de la dalle + Poids de la nervure + Poids de (T.V.O) + Poids de la dalle flottante.

Poids de la dalle :  $g_1=483.33 \times 0.3 \times 25 = 3624.97 \text{ KN}$

Poids des nervures :  $g_2= (0.8-0.3) \times 0.45 \times 17.7 \times 8 \times 25 = 796.5 \text{ KN}$

Poids du TVO :  $g_3=17 \times (0.8-0.3) \times [483.33 - (0.45 \times 17.7 \times 8)] = 3566.68 \text{ KN}$

Poids de la dalle flottante :  $g_4= 483.33 \times 0.12 \times 25 = 1494.99 \text{ KN}$

$$P_{\text{rad}} = g_1 + g_2 + g_3 + g_4 = 9483.14 \text{ KN.}$$

➤ Charge permanente apportée sur le radier  $G_{\text{tot}}$

$$G_{\text{tot}} = P_{\text{SUPERSTRUCTUR}} + P_{\text{INFRASTRUCTUR}}$$

$$G_{\text{tot}} = 40\,224.718 + 9483.14 = 49\,707.86 \text{ KN.}$$

Surcharges d'exploitation :

Surcharge du bâtiment :  $Q_{\text{bat}} = 7048.1 \text{ KN.}$

Surcharge du radier :  $Q_{\text{rad}} = 5 \times 483.33 = 2416.65 \text{ KN}$

Surcharge totale :  $Q_{\text{tot}} = 7048.1 + 2416.65 = 9464.75 \text{ KN.}$

➤ **Combinaison d'actions :**

A l'ELU :  $N_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 49\,707.86) + (1.5 \times 9464.75) = 81\,302.73 \text{ KN.}$

A l'ELS :  $N_s = G + Q = 49\,707.86 + 9464.75 = 59\,172.61 \text{ KN.}$

### XI.6.2 Vérifications :

➤ **Vérification de contrainte de cisaillement : (BAEL91/Art A.5.1,211) :**

Nous devons vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPA}\right) = 2.5 \text{ MPA.}$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

Avec :  $b = 45 \text{ cm}$

$d = 0.9 h_d = 0.9 \times 77 = 69.3 \text{ cm}$

$L_{\text{max}} = 400 \text{ cm.}$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{81\,302.73 \times 1.4}{483.33} = 336.43 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{336.43 \times 1000}{1000 \times 693} = 0.48 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPA.}$$

.....Condition vérifiée.

➤ **Vérification de la stabilité du radier :**

➤ **Vérification de l'effort de sous pression** : Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha \cdot S_{rad} \cdot \gamma_{\omega} \cdot z$$

Avec :  $\alpha$  : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement  $\alpha = 1.5$ ,

$\gamma_{\omega}$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma_{\omega} = 10 \text{ KN/m}^3$ ).

$z$  : profondeur de l'infrastructure ( $h = 1 \text{ m}$ ),

$$P = 59\,172.61 \geq \alpha \cdot S_{rad} \cdot \gamma_{\omega} \cdot z = 1.5 \times 483.33 \times 10 \times 1 = 7249.95 \longrightarrow \text{Pas de risque de soulèvement de la structure.}$$

➤ **Calcul du centre de gravité du radier** :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :  $S_i$  : Aire du panneau considéré ;

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

$$\begin{cases} X_G = 12.95 \text{ m} \\ Y_G = 9.35 \text{ m} \end{cases}$$

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = 25\,626.62 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 14\,113.78 \text{ m}^4$$

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.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :  $M_0$  : moment sismique à la base de la structure,

$T_0$  : Effort tranchant à la base de la structure,

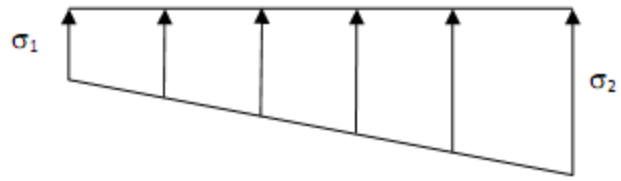
$h$  : profondeur de l'infrastructure.

$$M_x = 58\,251.74 + 0.8 \times 2803.35 = 60\,494.42 \text{ KNm.}$$

$$M_y = 35\,702.816 + 0.8 \times 2867.227 = 37\,996.60 \text{ KNm.}$$

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



Ainsi ; nous devons vérifier que :

Fig. XI.2 : Diagramme des contraintes

A l'ELU :  $\sigma_m \leq 2\sigma_{sol}$

A l'ELS :  $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$

Avec :  $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$

**Sens longitudinal :**

A l'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} \cdot V = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} \cdot V = 191.64$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} \cdot V = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} \cdot V = 132.77$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 191.64 + 132.77}{4} = 176.92 \text{ N/m}^2 \text{ et } 2 \sigma_{sol} = 2 \times 200 = 400 \text{ N/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol}$$

....condition vérifiée.

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{Ns}{S_{rad}} + \frac{M}{I} \cdot V = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} \cdot V = 152.99$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} \cdot V = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} \cdot V = 91.86$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 152.99 + 91.86}{4} = 137.71 \text{ N/m}^2 \text{ et } \sigma_{sol} = 200 \text{ N/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol}$$

.... Condition vérifiée.

**Sens transversal :**

A l'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} \cdot V = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} \cdot V = 187.38$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} \cdot V = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} \cdot V = 137.04$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 187.38 + 137.04}{4} = 174.79 \text{ et } 2 \sigma_{sol} = 2 \times 200 = 400 \text{ N/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_m$$

....condition vérifiée.

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} \cdot V = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} \cdot V = 147.59$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} \cdot V = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} \cdot V = 97.25$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 147.59 + 97.25}{4} = 135.05 \text{ N/m}^2 \text{ et } \sigma_{sol} = 200 \text{ N/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_m$$

....condition vérifiée.

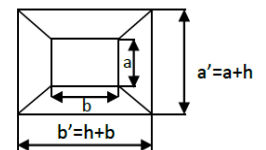
➤ **Vérification au poinçonnement :**

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times f_{c28}$$

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité par la formule suivante :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times f_{c28}$$



avec :  $N_u$ : charge du poteau à L'ELU égale à 2024.447 kN

Fig.XI. 3.

$U_c$ : périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

h: hauteur de la nervure égale à 80 cm

$$U_c = (a+b + 2h) \times 2 = (0.45 + 0.45 + 2 \times 0.8) \times 2 = 5 \text{ m}$$

$$N_u = 2024.447 \text{ KN} \leq 0.045 \times 5 \times 25000 = 5625 \text{ KN}$$

... Condition vérifiée.

**XI.6.3 Ferrailage du radier :**

Pour le ferrailage du radier, nous utiliserons les méthodes exposées dans le (BEAL 91).

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

**XI.6.3.1 Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :** Nous distinguons deux cas :

**1<sup>er</sup> Cas :**  $\rho < 0,4$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

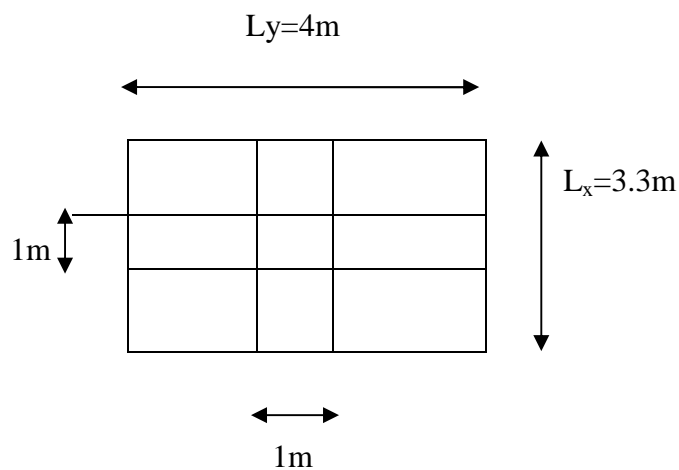
**2<sup>eme</sup> Cas :**  $0,4 < \rho < 1$  les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité:

Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$ .

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  , ( $L_y > L_x$ )



*Fig.XI.4.)Dimensions de panneau de dalle.*

**Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

Identification du panneau le plus sollicité :

$$\vartheta=0, \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.3}{4} = 0.82 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0.054 \\ \mu_y = 0.631 \end{cases}$$

$0,4 < \rho < 1 \longrightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

Les contraintes prises en compte dans les calculs:

$$\text{ELU} : \sigma_m^{\max} = \max (176.92, 174.79) = 176.92 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS} : \sigma_m^{\max} = \max (137.71, 135.05) = 137.71 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELU :  $q_{um} = \sigma_{m(elu)} - \frac{G \text{ rad}}{S_{rad}} = 157.30 \text{ KN/ml}$

A l'ELS :  $q_{sm} = \sigma_{m(els)} - \frac{G \text{ rad}}{S_{rad}} = 118.10 \text{ KN/ml}$

Calcul des armatures à l'ELU :

Evaluation des moments  $M_x, M_y$  :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.054 \times 157.3 \times (3.3)^2 = 92.50 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.631 \times 92.5 = 58.37 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant par (0.5) aux appuis et (0.85) en travées pour (x-x) et 0.75 pour (y-y) (panneau de rive)

Le ferrailage se fait dans les deux sens (x-x et y-y).

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci dessous.

**Moments sur appuis :**

$$M_{a,x} = 46.25 \text{ KN.m et } M_{a,y} = 29.18 \text{ KN.m}$$

**Moments en travée:**

$$M_{t,x} = 78.63 \text{ KN.m et } M_{t,y} = 49.61 \text{ KN.m}$$

Avec :  $\mu_u = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} < 0.392 \longrightarrow \text{SSA si non SDA et } A_s = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$

| sens | /      | M(KNm) | M <sub>r</sub> (KNm) | μ     | β     | Obs | A <sub>s</sub> | A <sub>adop</sub> | S <sub>t</sub> (cm) |
|------|--------|--------|----------------------|-------|-------|-----|----------------|-------------------|---------------------|
| XX   | Appuis | 92.50  | 46.25                | 0.036 | 0.982 | SSA | 4.51           | 6HA12             | 15                  |
|      | travée |        | 78.63                | 0.061 | 0.968 | SSA | 7.78           | 6HA14             | 15                  |
| YY   | Appuis | 58.37  | 29.18                | 0.022 | 0.989 | SSA | 2.82           | 6HA10             | 15                  |
|      | travée |        | 49.61                | 0.038 | 0.981 | SSA | 4.84           | 6HA12             | 15                  |

Tableau XI.4 Ferrailage du panneau le plus sollicité.

➤ **Vérification à ELU:**

1) **Vérification du non fragilité du béton :**

$\omega_0$  : Pourcentage d'acier minimal est égal à 0.8 ‰ pour les HA FeE400

$$\omega_0 \geq \omega_0 \cdot \frac{(3-p)}{2} \quad \text{Avec :} \quad \omega_x = \frac{A_{min}}{b \cdot h}, \quad \rho = \frac{L_x}{L_y}$$

$$A_{min} \geq b \cdot h \cdot \omega_0 \cdot \frac{(3-p)}{2} = 100 \times 30 \times 0.0008 \cdot \frac{(3-0.825)}{2} = 2.61 \text{ cm}^2$$

Sens xx :

$$A_s^a = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.61 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_s^t = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.61 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$A_s^a = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.61 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_s^t = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.61 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{condition vérifiée.}$$

Espacement des armatures :

$$s_{max}^t = 15 \text{ cm} < \min\{2h, 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm} \quad \dots \text{condition vérifiée.}$$

### 2) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91/Art A.5.1,313)

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes:

**Au milieu de U :** (au milieu de  $L_x$ )

$$T_u = \frac{P}{3L_y} = \frac{157.3 \times 3.3 \times 4}{3 \times 4} = 173.03 \text{ KN}$$

**Au milieu de V :** (au milieu de  $L_y$ )

$$T_u = \frac{P}{2L_y + L_x} = \frac{157.3 \times 3.3 \times 4}{2 \times 4 + 3.3} = 183.74 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \cdot d} = \frac{183.74 \times 1000}{1000 \times 300} = 0.612 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.612 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa.}$$

### 3) Calcul et vérification à l'E.L.S :

Evaluation des moments  $M_x$  et  $M_y$  :

$$\vartheta = 0.2, \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.3}{4} = 0.825 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.061 \\ \mu_y = 0.737 \end{array} \right.$$

$0.4 < \rho < 1 \longrightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 78.45 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 57.82 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Remarque :

Les moments calculés seront minorés en leur effectuant (0.5) aux appuis et (0.75) ou (0.85) en travées.

Sens x-x :

$$M_a^s = 39.22 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^s = 66.68 \text{ KN.m.}$$

Sens y-y :

$$M_a^s = 28.91 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^s = 49.15 \text{ KN.m.}$$

4) **Vérification des contraintes dans le béton (Sens x-x) :**

En travées :  $A_s = 9.24 \text{ cm}^2$

Aux appuis :  $A_s = 6.78 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} =, \rho = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 30} = 0.226 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0.924 \\ K1 = 50.79 \longrightarrow K = 0.019 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{39.22 \times 1000}{0.924 \times 30 \times 6.78} = 208.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K. \sigma_s = 3.96 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

En travée :

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} =, \rho = \frac{100 \times 9.24}{100 \times 30} = 0.308 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0.913 \\ K1 = 42.47 \longrightarrow K = 0.023 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = 263.47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K. \sigma_s = 6.06 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \dots \text{ condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

Appuis :

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} =, \rho = \frac{100 \times 4.71}{100 \times 30} = 0.157 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0.935 \\ K1 = 61.92 \longrightarrow K = 0.016 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{28.91 \times 1000}{0.935 \times 30 \times 4.71} = 218.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s = 3.5 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Travée :

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} =, \rho = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 30} = 0.226 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0.924 \\ K1 = 50.79 \longrightarrow K = 0.019 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{49.15 \times 1000}{0.924 \times 30 \times 6.78} = 261.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s = 4.97 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**XI.6.3.2 Ferrailage des nervures :**

Calcul des moments dans le sens longitudinal :

b = 45 cm    h = 80cm    d = 77cm

qu = 158 KN/ml

qs = 118 KN/m

Détermination des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations, en ramener les chargements trapézoïdaux et triangulaires a des charges simplifié uniformément repartie.

Charge trapézoïdale :

Lm = lx ( 0.5 - px/6): pour le Moment fléchissant

Lt = lx ( 0.5 - px/4). pour l'effort tranchant

Charge triangulaire :

Lm = 0.333lx

Lt = 0.25lx

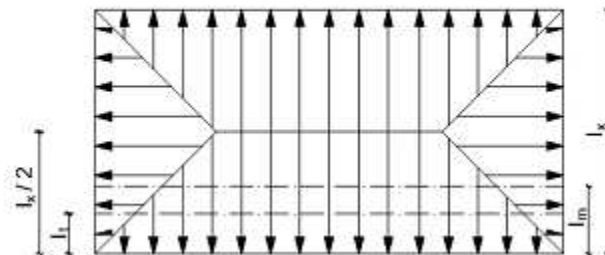


Fig.XI.5. Schéma statique.

Sens longitudinal :

ELU :

|                    | Lx(m) | Ly(m) | Px   | qu(KN) | Lm (m) | Lt (m) | qu m (KN) | qu t (KN) |
|--------------------|-------|-------|------|--------|--------|--------|-----------|-----------|
| <b>AB,CD,EF,GH</b> | 3.3   | 3.5   | 0.94 | 158    | 1.1    | 0.825  | 173.8     | 130.35    |
| <b>BC,DE,FG</b>    | 3.0   | 3.5   | 0.85 | 158    | 1      | 0.75   | 158       | 118.5     |

Tableau XI.5.: charges revenant à la gauche de la nervure la plus sollicitée.

|                    | Lx(m) | Ly(m) | Px    | qu(KN) | Lm (m) | Lt (m) | qu m (KN) | qu t (KN) |
|--------------------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|-----------|-----------|
| <b>AB,CD,EF,GH</b> | 3.3   | 4     | 0.825 | 158    | 1.1    | 0.825  | 173.8     | 130.35    |
| <b>BC,DE,FG</b>    | 3.0   | 4     | 0.75  | 158    | 1      | 0.75   | 158       | 118.5     |

Tableau XI.6. : Charges revenant à la droite de la nervure la plus sollicitée.

ELS :

|                    | Lx(m) | Ly(m) | Px   | qs(KN) | Lm (m) | Lt (m) | qu m (KN) | qu t (KN) |
|--------------------|-------|-------|------|--------|--------|--------|-----------|-----------|
| <b>AB,CD,EF,GH</b> | 3.3   | 3.5   | 0.94 | 118    | 1.1    | 0.825  | 130       | 97.35     |
| <b>BC,DE,FG</b>    | 3.0   | 3.5   | 0.85 | 118    | 1      | 0.75   | 118       | 88.5      |

Tableau XI.7.: charges revenant à la gauche de la nervure la plus sollicitée.

|                    | Lx(m) | Ly(m) | Px    | qs(KN) | Lm (m) | Lt (m) | qu m (KN) | qu t (KN) |
|--------------------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|-----------|-----------|
| <b>AB,CD,EF,GH</b> | 3.3   | 4     | 0.825 | 118    | 1.1    | 0.825  | 173.8     | 97.35     |
| <b>BC,DE,FG</b>    | 3.0   | 4     | 0.75  | 118    | 1      | 0.75   | 158       | 88.5      |

Tableau XI.8 : charges revenant à la droite de la nervure la plus sollicitée.

➤ Les sollicitations de calcul :

pour les travées : AB-CD-EF et GH :  $q_u = 260.7 \text{ kn/ml}$      $q_s = 194.7 \text{ kn/ml}$ BC-DE et FG :     $q_u = 237.00 \text{ kn/ml}$      $q_s = 117.00 \text{ kn/ml}$ 

Sens transversal :

fig. schéma statique.

ELU :

|                  | Lx(m) | Ly(m) | $\rho_x$ | $q_u$ (KN) | Lm (m) | Lt (m) | $q_u$ m (KN) | $q_u$ t (KN) |
|------------------|-------|-------|----------|------------|--------|--------|--------------|--------------|
| <b>1.2 – 4.5</b> | 3.3   | 4     | 0.75     | 158        | 1.23   | 1.03   | 194.34       | 162.74       |
| <b>2.3 - 3.4</b> | 3.3   | 3.5   | 0.94     | 158        | 1.13   | 0.87   | 179.01       | 138.17       |

Tableau XI.9: charges revenant à la gauche de la nervure la plus sollicitée.

|                  | Lx(m) | Ly(m) | Px   | $q_u$ (KN) | Lm (m) | Lt (m) | $q_u$ m (KN) | $q_u$ t (KN) |
|------------------|-------|-------|------|------------|--------|--------|--------------|--------------|
| <b>1.2 – 4.5</b> | 3.0   | 4     | 0.75 | 158        | 1.125  | 0.94   | 177.75       | 148.12       |
| <b>2.3 - 3.4</b> | 3.0   | 3.5   | 0.85 | 158        | 1.07   | 0.86   | 169.06       | 135.88       |

Tableau XI.10 : charges revenant à la droite de la nervure la plus sollicitée.

ELS :

|                  | Lx(m) | Ly(m) | Px   | $q_s$ (KN) | Lm (m) | Lt (m) | $q_u$ m (KN) | $q_u$ t (KN) |
|------------------|-------|-------|------|------------|--------|--------|--------------|--------------|
| <b>1.2 – 4.5</b> | 3.3   | 4     | 0.82 | 118        | 1.2    | 0.97   | 141.16       | 114.87       |
| <b>2.3 - 3.4</b> | 3.3   | 3.5   | 0.94 | 118        | 1.13   | 0.87   | 133.5        | 103.2        |

Tableau XI.11: charges revenant à la gauche de la nervure la plus sollicitée.

|                    | Lx(m) | Ly(m) | Px   | $q_s$ (KN) | Lm (m) | Lt (m) | $q_u$ m (KN) | $q_u$ t (KN) |
|--------------------|-------|-------|------|------------|--------|--------|--------------|--------------|
| <b>1.2 – 4.5</b>   | 3.0   | 4     | 0.75 | 118        | 1.125  | 0.94   | 132.75       | 110.92       |
| <b>2.3 - 3.4ts</b> | 3.0   | 3.5   | 0.85 | 118        | 1.07   | 0.86   | 126.26       | 101.48       |

Tableau XI.12 : charges revenant à la droite de la nervure la plus sollicitée.

Les sollicitations de calcul :

Pour les travées : 1.2 – 4.5 :  $q_u = 310.86$  kn/ml  $q_s = 225.8$  Kn1.2 – 4.5:  $q_u = 274$  kn/ml  $q_s = 204.7$  kn/ml

**Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants a l'ELU et a l'ELS:**

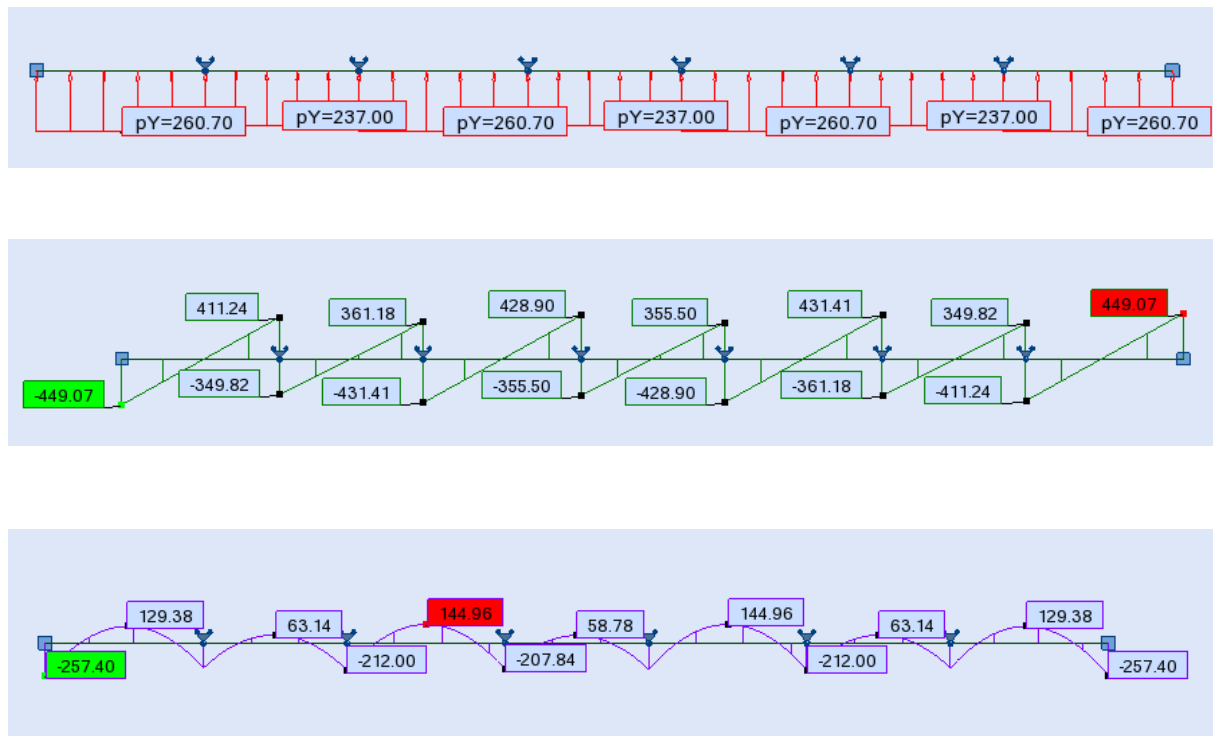


Fig. XI.6 : Diagrammes des moments fléchissant aux KNm et effort tranchant aux KN à l'ELU dans le sens transversal.

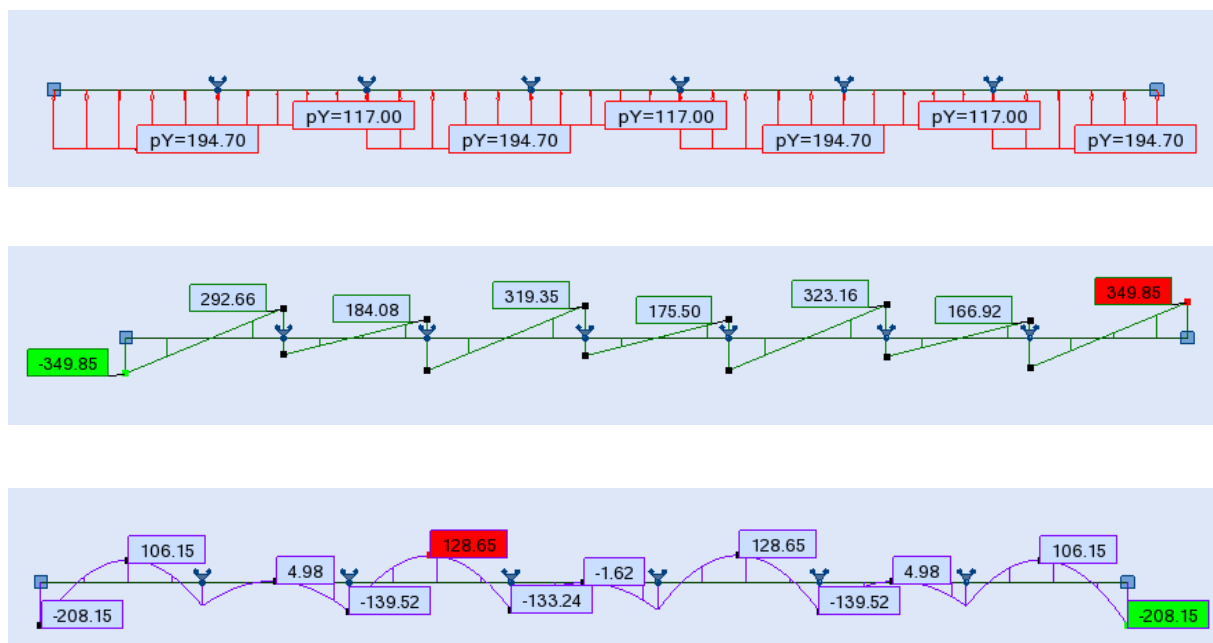


Fig. XI.7 : Diagrammes des moments fléchissant aux KNm et effort tranchant aux KN à l'ELS dans le sens transversal.

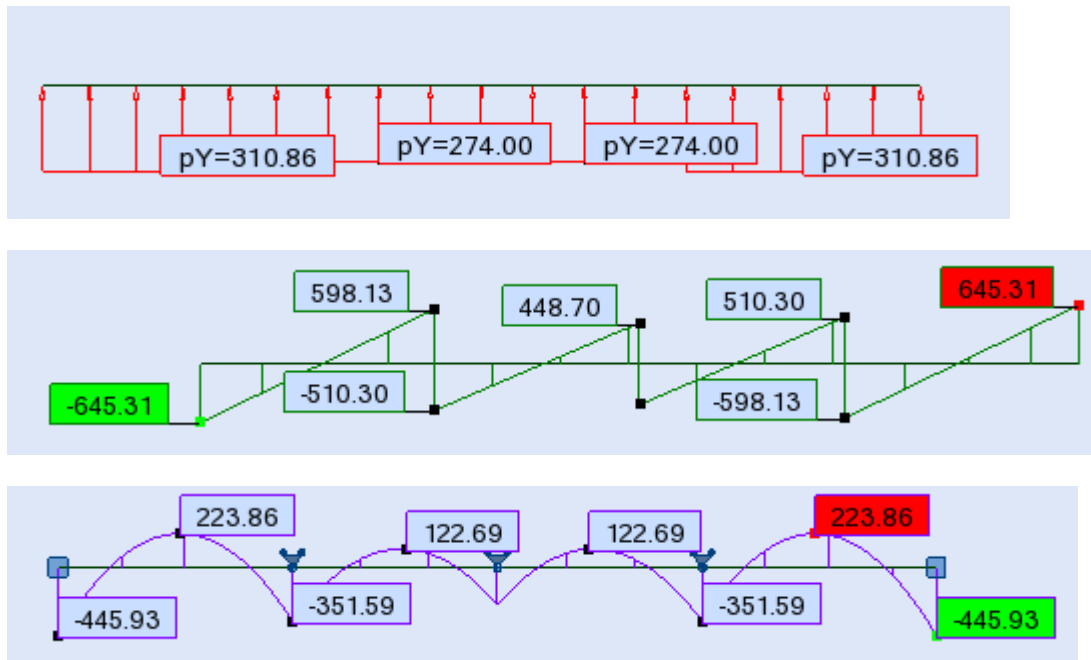


Figure XI.8 : Diagrammes des moments fléchissant aux KNm et effort tranchant aux KN à l'ELU dans le sens longitudinal.

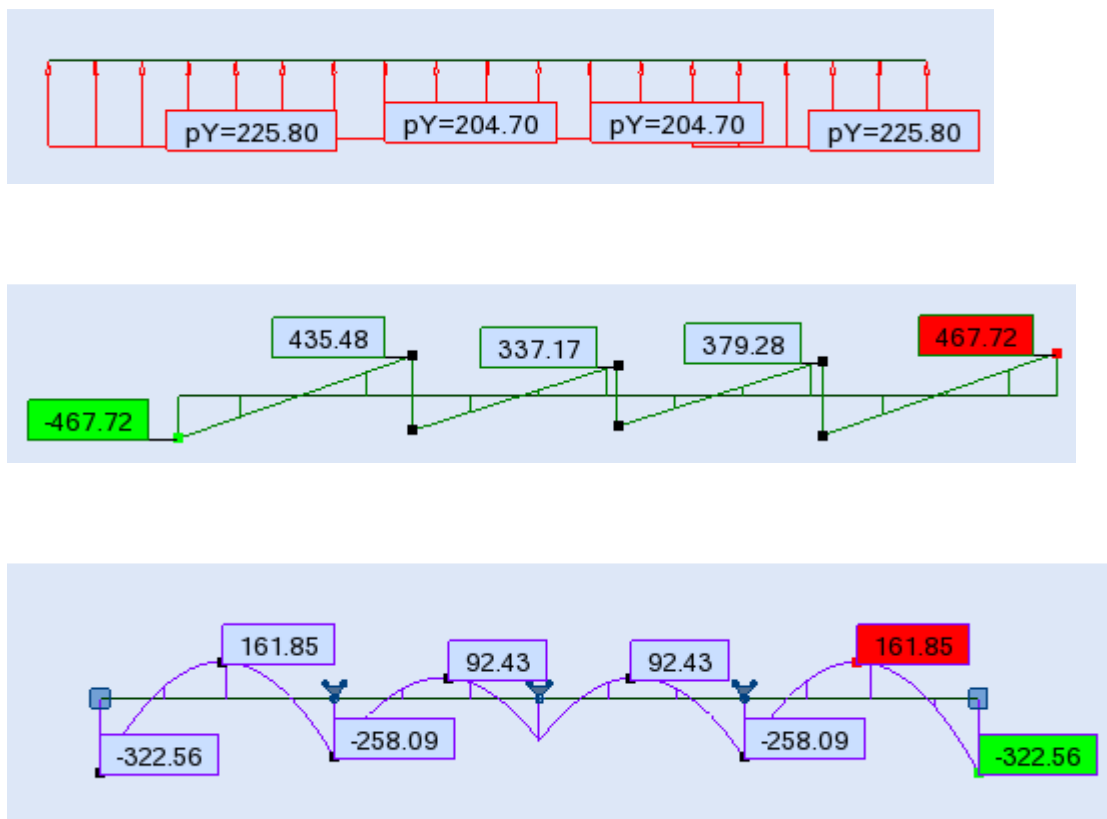


Fig. XI.9 : Diagrammes des moments fléchissant aux KN.m et effort tranchant aux KN à l'ELS dans le sens longitudinal.

| SENS |         | Mmax (KNm) | $\mu_u$ | OBS | $\beta$ | A <sub>s</sub> | ferraillage | A (adoptée) |
|------|---------|------------|---------|-----|---------|----------------|-------------|-------------|
| XX   | Appuis  | 217.4      | 0.058   | SSA | 0.970   | 8.36           | 4HA14+4HA12 | 10.68       |
|      | Travées | 144.96     | 0.038   | SSA | 0.981   | 5.51           | 4HA14       | 6.16        |
| YY   | Appuis  | 445.93     | 0.117   | SSA | 0.937   | 17.76          | 4HA16+4HA20 | 20.60       |
|      | Travées | 223.86     | 0.059   | SSA | 0.969   | 8.62           | 4HA14+4HA12 | 10.68       |

Tableau XI.13 .Ferraillage de la nervure :

Avec :

$$\mu_u = \frac{M}{b d^2 f_{bu}} \text{ et } A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s}$$

**Remarque**

Des armatures de peau seront disposées parallèlement à la fibre moyenne des nervures; leur section est d'au moins égal à 3cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction (Art. A.8.3/ BAEL91modifiées 99).

$$A_p = \frac{3 \times 0.8}{2} = 1.2 \text{cm}^2 \quad \text{par paroi}$$

Nous adopterons une barre en HA14=1,54cm<sup>2</sup> comme armature de peau.

**Vérification a ELU:**

➤ Condition de fragilité : (BEAL91/Art A.4.2,1)

$$A_{\min} = 0.23 b. d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 45 \times 77 \times \frac{2.1}{400} = 4.18 \text{cm}^2$$

**Sens x-x :**      A<sub>s</sub> > A<sub>min</sub> = 4.18 cm<sup>2</sup>      .....Condition vérifiée.

**Sens y-y :**      A<sub>s</sub> > A<sub>min</sub> = 4.18 cm<sup>2</sup>      .....Condition vérifiée.

➤ Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.2,2/ BAEL91 modifiées99).

$$T_u^{\max} = 645.31 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{645.31 \times 10}{45 \times 77} = 1.86 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28} ; 5\text{MPa}) = 3.26 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 1.86 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA} \quad \dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

**Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :** (Art. A.5.1, 32, BAEL91 modifiées 99).

**Influence sur les armatures inférieures :**

$$A_u = \frac{T_u + \frac{M_u}{0.9d}}{f_e/\gamma_s} = \frac{645.31 \times 10^3 - \frac{445.93 \times 10^6}{0.9 \times 770}}{348} = 5.06 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{appuis}} = 20.60 \text{ cm}^2 > A_u = 5.06 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

**Influence sur le béton :**

$$T_u^{\text{max}} \leq 0.4 \times b \times 0.9d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 45 \times 0.9 \times 77 \times \frac{25}{1.5} = 20790 \text{ KN}$$

$$T_u^{\text{max}} = 645.31 \text{ KN} < 20790 \text{ KN} \quad \dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

**Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis :** (Art. A.6.1, 3, BAEL91/99).

Il faut que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA}$$

avec  $\psi = 1.5$  pour HA.

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\text{max}}}{0.9d \sum u_i} = \frac{645.31 \times 10}{0.9(77) \times 45.24} = 2.05 \text{ MPA}$$

$\sum u_i$ : Somme des périmètres utilisés des armatures.  $\sum u_i = \sum (\pi \times \phi_i) = 45.24 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = 2.05 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA} \quad \dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

**Calcul des armatures transversales:**

**Diamètre des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales doit être tel que:

$$\phi = \min \left\langle \phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\rangle = \min (12, 22.85, 45) = 12 \text{ mm}$$

On prend deux cadres HA8

Donc nous adoptons : **4HA 8 = 2.01 cm<sup>2</sup>**. Exigence du (R.P.A Art.7.5.2.2).

**Calcul des espacements des barres transversales :** (Art. A.5.1, 232 /BAEL91/99)

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

$$\frac{A_t}{b_o S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.14f_{cj}^{1/2})}{0.9f_e}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot 0.9f_e}{b_o \gamma_s (\tau_u - 0.14f_{cj}^{1/2})} = \frac{2.01 \times 0.9 \times 400}{45 \times 1.15 (1.86 - 0.14 \times 5)} = 12.05 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 12.05 \text{ cm}$$

**Espacement max des armatures transversales:**(Art. A.5.1,22 /BAEL91/99)

$$S_{tmax} \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = \min(69.3\text{cm}, 40\text{cm}) = 40 \text{ cm}$$

**Selon** (RPA version 2003 Art 7.5.2.2)

**En zone nodale:**

$$A_t \geq 0.003 S_t b \quad \rightarrow \quad S_t \leq \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{2.01}{0.003 \times 45} = 14.88 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(h/4, 12\phi_1) = \min(20\text{cm}, 14.4\text{cm}) = 14.4 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_{tmax} \leq \min(12.05\text{cm}, 40\text{cm}, 14.4\text{cm}) = 12.05 \text{ cm}$$

On opte pour **S<sub>t</sub>=10cm**

**En zone courante (travée) :**

$$S_t \leq h/2 = 80/2 = 40\text{cm}$$

$$\text{Soit : } S_{tmax} \leq \min(12.05\text{cm}, 40\text{cm}, 40\text{cm}) = 12.05 \text{ cm}$$

On opte pour **S<sub>t</sub>=10cm**

• **Vérification de la section minimale du RPA :**

$$A_{tmin} = 3\% S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35\text{cm}^2.$$

$$A_{tadap} = 2.01\text{cm}^2 > A_{tmin} = 1.35\text{cm}^2$$

.....Condition vérifiée.

**Vérification à L'ELS:**

On se dispensera des vérifications si la condition suivante est vérifiée:

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

**En appuis:**

$$\mu = 0.117 \quad \alpha = 0.1574$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{445.93}{322.56} = 1.382$$

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad 0.1574 < \frac{1.382 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.441$$

.....Condition vérifiée.

**En travée:**

$$\mu = 0.059 \quad \alpha = 0.0747$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{223.86}{161.85} = 1.383$$

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad 0.0151 < \frac{1.383 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.441$$

.....Condition vérifiée.

**Conclusion:**

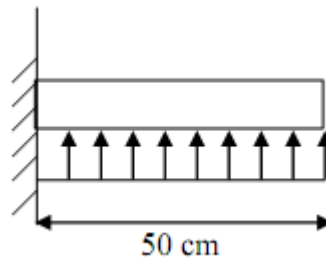
Vu que la condition est vérifiée en appuis et en travées, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

**XI.7 Ferrailage du débord :**

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.

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

Le moment d'encastrement est inférieur à celui de l'appui du panneau, donc nous n'avons qu'à prolonger les armatures du panneau au débord.



*Fig. XI.10: Schéma statique du débord.*



## *Chapitre XII*

### *Calcul du mur plaque*

**XII.1. Introduction :**

Le mur plaque sera réalisé au niveau de l'infrastructure pour reprendre les poussées des terres, Le mur est réalisé en béton armé, et il sera revêtu d'une couche de bitume.

Il sera calculé indépendamment des autres éléments de la structure.

Le RPA99 version 2003 exige une épaisseur minimale  $e_{min} = 15 \text{ cm}$  [Art 10.1.2].

Dans notre cas on optera pour une épaisseur  $e = 20 \text{ cm}$ .

**XII.2. Détermination des sollicitations :**

$\sigma_H$  : Contrainte horizontale

$\sigma_V$  : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$$

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

**Avec :**  $K$ : coefficient de poussée des terres

$\varphi$  : Angle de frottement interne

**1. Données de calcul :**

Surcharge éventuelle :  $q = 10 \text{ t/m}^2$

Poids volumique des terres :  $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$

L'angle de frottement interne :  $\varphi = 33^\circ$

La cohésion :  $c = 0$

**2. Calcul des sollicitations :**

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) / \cos \varphi = 0.54$$

$$\sigma_V = q + \gamma h \Rightarrow 0 < h < 3.9 \text{ m}$$

➤ **ELU :**

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_V = K_0(1,35\gamma.H + 1,5 q)$$

Pour :  $h=0 \longrightarrow \sigma_{h1} = 8.1 \text{ KN/m}^2$

$h=3.9\text{m} \longrightarrow \sigma_{h2} = 56,43 \text{ KN/m}^2.$

➤ **ELS :**

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 (q + \gamma \cdot H).$$

Pour :  $h=0 \longrightarrow \sigma_{h1} = 5,4 \text{ KN/m}^2$

$h=3.9\text{m} \longrightarrow \sigma_{h2} = 41,20 \text{ KN/m}^2.$

3. *Diagramme des contraintes :*

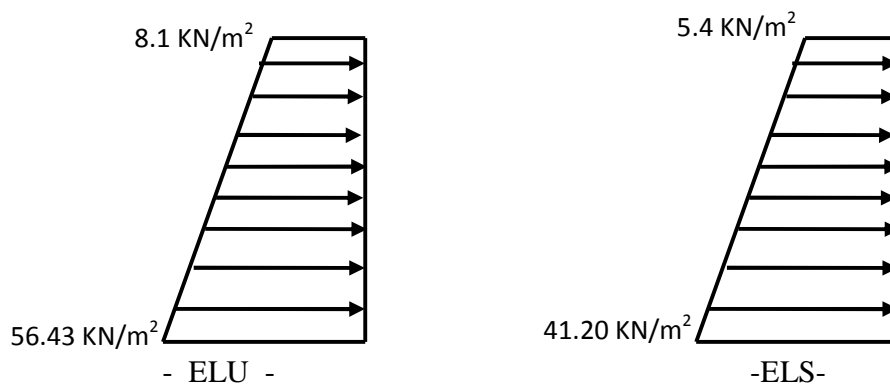


Fig. .XII.1) : *diagramme des contraintes à l'ELU et à l'ELS.*

4. *Charge moyenne :*

La charge moyenne à considérée dans le calcul d'une bande de 1 mètre est :

$$\text{ELU : } P_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 56.43 + 8.1}{4} = 44.35 \text{ KN / ml}$$

$$\text{ELS : } P_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 41.2 + 5.4}{4} = 32.25 \text{ KN / ml}$$

**XII.3. Ferrailage de mur :**

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues reposant sur quatre appuis.

1. *Détermination des moments :*

Pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis et en travées par les coefficients suivants :

-Moment en travée : 0.85

-Moment d'encastrement sur les cotés : 0.5 (appuis intermédiaire)  
0.3 (appuis de rive)

## 2. Identification des panneaux :

$l_x = 3.3 \text{ m}$  ;  $l_y = 3.9 \text{ m}$

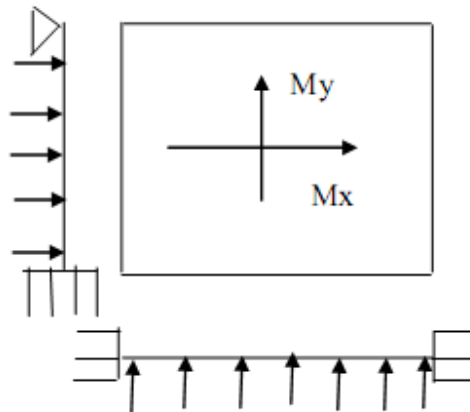


Fig. XII.2) : Schéma statique des sollicitations.

A.) à l'ELU : ( $v = 0$ )

$\rho = l_x/l_y = 3.3/3.9 = 0.85 > 0.4 \rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens

$$\rho = 0.85 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0506 \\ \mu_y = 0.6864 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0506 \times 44,35 \times 3,3^2 = 24,44 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,6864 \times 24,44 = 16,78 \text{ KN.m}$$

**Correction des moments :**

**Sens x-x :**

- Aux appuis :  $M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 24,44 = 12,22 \text{ KN.m}$
- En travée :  $M_t = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 24,44 = 20,77 \text{ KN.m}$
-

Sens Y-Y :

- Aux appuis :  $M_a = 0,5 M_{0Y} = 0,5 \times 16.78 = 8.4 \text{ KN.m}$
- En travée :  $M_t = 0,85 M_{0Y} = 0,85 \times 16.78 = 14.26 \text{ KN.m}$

**B.) à l'ELS : ( $v = 0.2$ )**

$\rho = lx/ly = 3.3 / 3.9 = 0.85 > 0.4 \rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens

$$\rho = 0.85 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0576 \\ \mu_y = 0.7794 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0506 \times 32.25 \times 3.3^2 = 17.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,7794 \times 17.77 = 13.85 \text{ KN.m}$$

**Correction des moments :**

Sens x-x :

- Aux appuis :  $M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 17.77 = 8.89 \text{ KN.m}$
- En travée :  $M_t = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 17.77 = 15.10 \text{ KN.m}$

Sens Y-Y :

- Aux appuis :  $M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 13.85 = 6.93 \text{ KN.m}$
- En travée :  $M_t = 0,85 M_{0y} = 0,85 \times 13.85 = 11.77 \text{ KN.m}$

**Tableau XII.1 :**

**Tableau récapitulatif du ferrailage de mur dans les deux sens :**

| Sens | Zone   | $M_u$<br>(KN.m) | $\mu_U$ | $\mu_1$ | Section | $\beta$ | A<br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>adoptée</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | e<br>(cm) |
|------|--------|-----------------|---------|---------|---------|---------|-------------------------|--|--|-----------|
| XX   | Appuis | 12.22           | 0.03    | 0.392   | SSA     | 0.985   | 2.1                     | 2.05                                   | 5HA12 =<br>5.65                            | 20        |
|      | Travée | 20.77           | 0.05    | 0.392   | SSA     | 0.974   | 3.6                     | 2.05                                   | 5HA12 =<br>5.65                            | 20        |
| YY   | Appuis | 8.4             | 0.02    | 0.392   | SSA     | 0.990   | 1.43                    | 2.05                                   | 5HA12 =<br>5.65                            | 20        |
|      | travée | 14.26           | 0.03    | 0.392   | SSA     | 0.985   | 2.45                    | 2.05                                   | 5HA12 =<br>5.65                            | 20        |

**XII.4. Recommandation du RPA :**

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0,10 % B) dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0,001 b h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles / m<sup>2</sup> de HA8.

**Vérification à l'ELS :**

**A.) Vérification des contraintes :**

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

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification des contraintes est dispensable.

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

| Sens              | Zone          | M <sub>u</sub> | M <sub>s</sub> | γ    | α      | $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ | Observation     |
|-------------------|---------------|----------------|----------------|------|--------|--|-----------------|
| <i>Sens x - x</i> | <i>Appui</i>  | 12.22          | 8.89           | 1.37 | 0.0381 | 0.43   | <i>vérifiée</i> |
|                   | <i>Travée</i> | 20.77          | 15.10          | 1.37 | 0.0641 | 0.43   | <i>vérifiée</i> |
| <i>Sens y - y</i> | <i>appui</i>  | 8.4            | 6.93           | 1.21 | 0.0252 | 0.35   | <i>vérifiée</i> |
|                   | <i>travée</i> | 14.26          | 11.77          | 1.21 | 0.0381 | 0.35   | <i>vérifiée</i> |

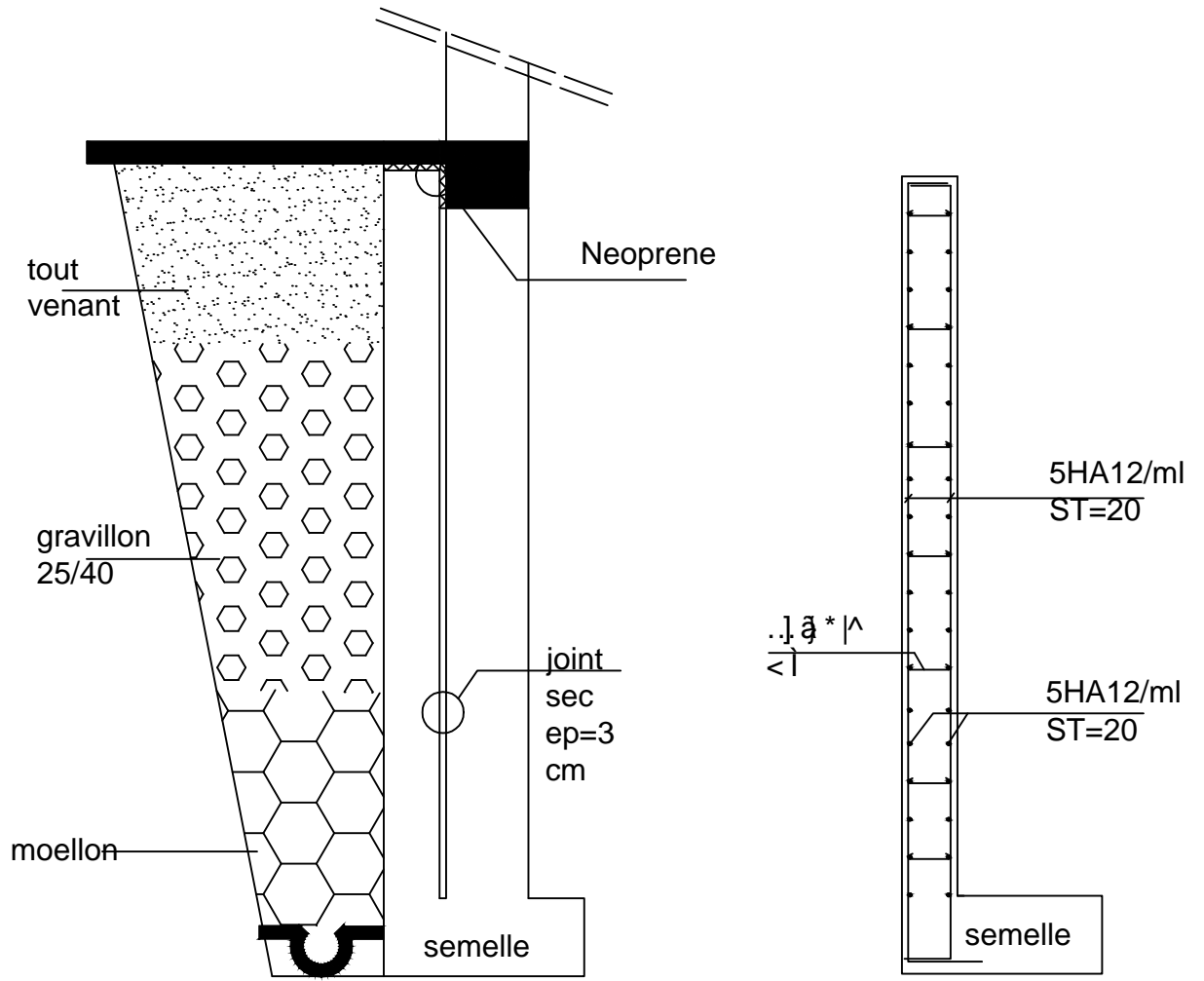
**Tableau XII.2 : Tableau de vérification des contraintes à l'ELS.**

**B.) Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_U} \\ \frac{h}{l_x} = \frac{20}{330} = 0,061 > \frac{M_t}{20M_U} = \frac{15,10}{20 \times 20,77} = 0,036 \Rightarrow \text{vérifiée} \\ \frac{A}{bd} = \frac{3,92}{100 \times 18} = 0,0031 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.



**Coffrage de mur plaque**

**Ferrailage de mur plaque**

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:  
 Mr OUNNADI SALAH  
 Mr MOKRANI KARIM  
 Mr MEHANI SAID

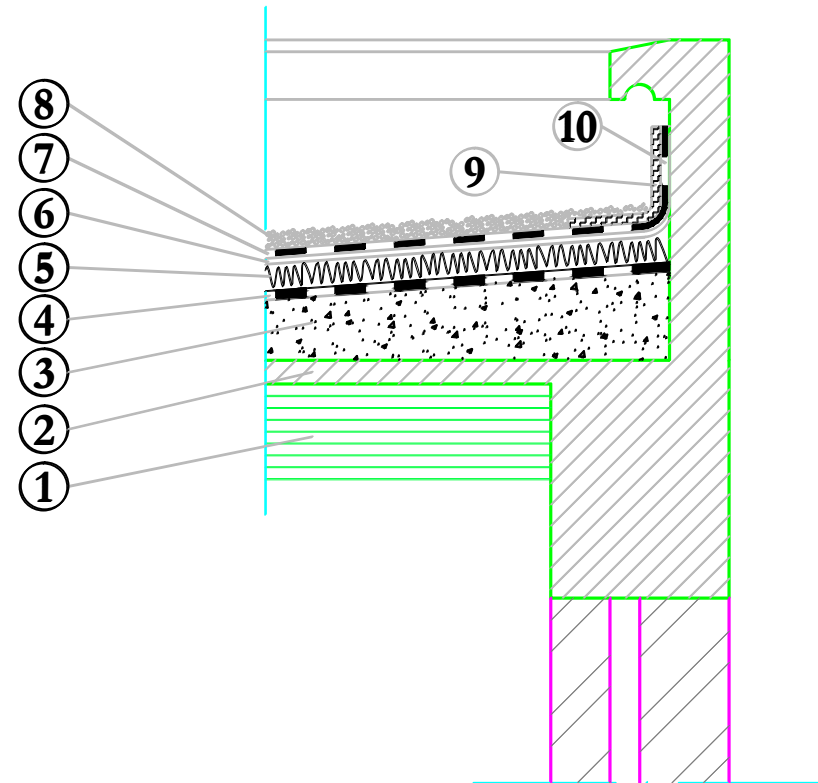
TITRE  
 FERRAILAGE ET COFFRAGE DE MUR  
 PLAQUE

DIRIGE PAR:  
 Mme. IDRES

PROMOTION 2012

# TERRASSE INACCESSIBLE

- ① CORPS CREUX 16cm
- ② DALLE DE COMPRESSION ep: 4cm
- ③ FORME DE PENTE
- ④ PARE VAPEUR -COUCHE EIF  
-COUCHE EAC  
-FEUTRE BITUME TYPE 36S  
-COUCHE EAC
- ⑤ ISOLATION EN LIEGE ep: 4cm
- ⑥ PAPIER KRAFT
- ⑦ ETANCHEITE MULTICOUCHE -FEUTRE BITUME  
-COUCHE EAC  
-FEUTRE BITUME  
-COUCHE EAC  
-FEUTRE BITUME  
-COUCHE EAC
- ⑧ PROTECTION GRAVIER ROULE (5/15 15/25) ep min: 4cm
- ⑨ RENFORT D'ANGLE EN BITUME ARME TYPE 40
- ⑩ RELEVÉ D'ETANCHEITE HAUTEUR MIN.= 10cm



**NOTA:** **EAC:** ENDUIT D'APPLICATION A CHAUD  
EN BITUME OXIDE (85/25)

**EIF:** ENDUIT D'IMPREGNATION A FROID

# Conclusion

Ce projet de fin d'étude qui consiste à l'étude d'un bâtiment à usage multiple, c'est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Afin d'apprécier le comportement dynamique de cette structure et d'avoir des résultats rapides et précis, nous avons utilisés un outil informatique (Robot structural analysis) adapté à ce type de structure et qui est basé sur la méthode d'analyse par éléments finis, celui ci permet d'approcher le vrais comportement de la structure.

Les difficultés rencontrées au cours de ce projet, nous a conduit à se documenter et étudier les différentes méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en GENIE CIVIL.

Ce dernier nous à permis aussi de connaître les différents systèmes de contreventement et les joindre aux genres de constructions qui lui sont adéquat (sécurité, durabilité et économie), et les précautions à prendre pour éviter l'effondrement immédiat de la construction, chose qui est déduite du RPA 99 version 2003.

En fin, nous espérons avoir fait de notre mieux et que notre travail apportera un plus pour les promotions futures.

ROBOT 2010

Date: 30/07/12

Propriétés du projet: **Structure\_3D**

Nom du fichier :: **Structure\_3D P=0.88.rtd**

Emplacement: C:\and Settings\SALAEM

Créé: 23/07/12 10:58

Modifié: 30/07/12 13:37

Taille: 568188416

Auteur : **SOUNNADI**

Bureau:

Adresse:

Caractéristiques de l'analyse de l'exemple :

Type de structure : Coque

Coordonnées du centre géométrique de la structure:

X = 12.450 (m)

Y = 8.850 (m)

Z = 16.810 (m)

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

X = 12.450 (m)

Y = 8.834 (m)

Z = 16.201 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure:

Ix = 217014006.892 (kg\*m2)

Iy = 283159499.347 (kg\*m2)

Iz = 168583346.190 (kg\*m2)

Masse = 1990522.833 (kg)

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

X = 12.450 (m)

Y = 8.834 (m)

Z = 16.201 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

Ix = 217014006.892 (kg\*m2)

Iy = 283159499.347 (kg\*m2)

Iz = 168583346.190 (kg\*m2)

Masse = 1990522.833 (kg)

Description de la structure

Nombre de noeuds: 5258

Nombre de barres: 1225

Eléments finis linéiques: 2770

Eléments finis surfaciques: 4008

Eléments finis volumiques: 0

|                               |     |
|-------------------------------|-----|
| Liaisons rigides:             | 390 |
| Relâchements:                 | 0   |
| Relâchements unilatéraux:     | 0   |
| Relâchements non-linéaires:   | 0   |
| Compatibilités:               | 0   |
| Compatibilités élastiques:    | 0   |
| Compatibilités non-linéaires: | 0   |
| Appuis:                       | 108 |
| Appuis élastiques:            | 0   |
| Appuis unilatéraux:           | 0   |
| Appuis non-linéaires:         | 0   |
| Rotules non-linéaires:        | 0   |
| Cas:                          | 11  |
| Combinaisons:                 | 6   |

#### Resumé de l'analyse

|   |  |
|---|--|
| Méthode de solution - SPARSE M          |  |
| Nbre de degrés de liberté stat.:        | 30900                                      |
| Largeur de la bande                     |  |
| avant/après optimisation:               | 0    0                                     |
| Durée des calculs [s]                   |  |
| Durée max agrégation + décomp.:         | 7  |
| Durée max itér. sur sous-espace:        | 314  |
| Durée max solution prb. nonlin.:        | 0  |
| Durée totale:                           | 401  |
| Espace disque et mémoire utilisés [o]   |  |
| Espace totale du disque utilisé:        | 224308496                                  |
| Espace pour fichier TMP solveur:        | 0  |
| Espace pour itérat. s/sous-esp.:        | 11371568                                   |
| Mémoire:                                | 17620080                                   |
| Elém. diagon. de la matrice de rigidité |  |
| 1.702079e+017                           | Min/Max après décomposition: 4.690797e+006 |
| Précision:                              | 4  |

#### Liste de cas de charges/types de calculs

Cas 1 : G  
Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 2.14256e+001 (kN\*m)  
Précision : 5.94340e-007

Cas 2 : Q  
Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 7.72338e-001 (kN\*m)  
Précision : 6.51888e-007

Cas 3 : Modale  
Type d'analyse: Modale

**Excentricité de masse**      **ex = 0.010 (m)**      **ey = 0.010 (m)**

**Données:**

Mode d'analyse : Modal  
Méthode : Itération sur le sous-espace  
Type de matrices de masses : Cohérente  
Nombre de modes : 30  
Nombre d'itérations : 40  
Tolérance : 1.00000e-004  
Amortissement : 0.085  
Limites : 0.000  
Coefficient des masses participantes : 90.000

Cas 4 : Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses\_X  
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 1.000  
Y = 0.000  
Z = 0.000





Cas 9 : 0.8G+EY  
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 10 : G+Q+EX  
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 11 : G+Q+EY  
Type d'analyse: Combinaison linéaire

## BIBLIOGRAPHIE

- BAEL 91 modifié 99. règles et techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé Edition DUNOD.
- (DTR B-C-2-2) charge permanentes et charges d'exploitations
- Cours de Béton armé. BAEL.91. Calcul des éléments simples des structures bâtiments.
- Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).
- calcul des ouvrages en béton armé  
M.BELLAZOUGUI
- Formulaire du béton armé  
Victor DAVIDOVICHI tome I et II.
- Cour et TD des années de spécialités.
- Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.