

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE.

Ministère de l'Enseignement supérieur  
et de la Recherche Scientifique



Université de Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.  
Faculté du génie de la construction.  
Département de génie civil

*En vue d'obtention du diplôme Master II  
en génie civil.*

*Option : Construction Civile et Industrielle.*

# THEME



*Étude d'un bâtiment (R+11) + S-sol à usage  
d'habitation service et commercial.  
(Application du logiciel « ROBOT »).*

*Étudié par*

*OUAZZI Djaffar*

*HAMOUDI Malika*

*OUKFIF Rafik*

*Encadré par :*

Mme IDRES « EP AMIRI »

Promotion 2010-2011



# Remerciement

## Remerciement

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à formuler notre gratitude et notre profonde reconnaissance à l'égard de notre promotrice Mme AMIRI pour son bon encadrement, ses conseils et ses orientations, sa gentillesse, sa sympathie et nous tenons à la remercier vivement.*

*Nous remercions tous ceux qui nous ont aidés à la réalisation de notre travail, pour avoir mis à notre disposition les moyens possibles.*

*Nous remercions aussi d'avance le membre de la commission de jurys pour l'importance donnée pour notre travail et leurs remarques qui seront sans doute de grande utilité pour l'avenir.*

*Sans oublier tout le personnel de département de génie civil sans exception .*

*Que toutes les personnes qui ont, de près ou de loin, contribué à l'élaboration de ce travail, trouvent ici notre gratitude .*

# *Dédicaces*

*Je dédie ce travail à :*

- + Mes chers parents qui m'ont montré le chemin de la réussite, et ils m'ont doté d'une éducation exemplaire qui m'a facilité à emprunter ce parcours et y aller jusqu'au bout de leurs espérances, je suis très fière de vous, je vous aime beaucoup merci pour tout.*
- + Mes adorables sœurs : Wahiba et son maris Omar et toute sa famille , Rosa , Zohra , Dibia et Fayrouz .*
- + Mes chers frères : Rabah , Brahim et Kamel*
- + Toute ma famille en débutant par ma grand-mère , mon grand père , mes tantes , mes oncles , mes cousin et mes cousines*
- + Mes deux camarades Rafik et Djaffar*
- + Mes amis : Fazia , Lamia , Kahina*

*Malika*

*Je dédie ce travail à :*

- + Ma chère défunte mère et mon père qui ont su être présents, ont toujours répondu à tous mes besoins, merci aussi pour cette éducation dont je suis fière*
- + Une personne qui est très très chère à moi .*
- + Mes soeurs adorées: Fdhila ,Naima et son maris Abdeslam et sa famille*
- + Mon cher frère Salim*
- + Toutes ma famille à commencer par mes deux grand-mères, mes deux grands pères ,mes tantes, mes oncles, mes cousines et mes cousins.*
- + Mes camarades Malika et Djaffar avec les quels j'ai connu le plaisir de travail collectif*
- + Tous mes amis :*

*Rafik*

*Je dédié ce travail à :*

- + Quand je me retrouve devant un exploit ,je ne peux penser qu'à mes parent à qui ma reconnaissance est énorme et ma fierté est immense et je leurs dis merci pour votre soutient et pour votre patience ,merci pour tous .*
- + Mes chers frères :Ahcen ,Mohammed ,Sedik , Cherif .*
- + Mes chères sœurs : Kanza ,Faroudja ,Safia et son maris Samir .*
- + Toute ma famille un par un et sans exception*
- + Mes camarades Malika et Rafik avec les quels j'ai passé des moments inoubliables.*
- + Tous mes amis de près ou de loin*

*Djaffar*

# sommaire



# *Chapitre I*

*Présentation de l'ouvrage*

Promotion 2011/2012

## *Introduction :*

Le cycle de formation master en génie civil étant arrivé à son terme, et dans le but de concrétiser les connaissances acquises durant notre cursus, nous avons choisi l'étude d'un bâtiment (**tour**), l'étude consiste à faire des calculs pour garantir sa stabilité, ainsi assurer la sécurité des usagers conformément aux règlements en vigueur à savoir :

- Le règlement parasismique algérien [**RPA99, modifié en 2003**].
- Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions bâtiment en béton armé suivant la méthode des états limite [**BAEL91**].

### *I) présentation du bâtiment*

Le présent projet consiste en l'étude d'un bâtiment en rez-de-chaussée plus onze étages avec un sous-sol (**R+11+SS**) à usage multiple. Le **RDC** et le premier étage sont à usage bureautique, le sous-sol est à usage commercial, et les autres étages sont à usages d'habitations.

Le bâtiment est classé dans le « **groupe d'usage 3** » et implanté à TIZI OUZOU, ville située en **zone IIA**, de sismicité moyenne, selon le règlement Parasismique algérien **RPA99/version2003**.

### *II) caractéristiques géométriques du bâtiment*

- ♦ Le bâtiment à étudier est constitué d'un seul bloc de dimensions suivantes
- ♦ Hauteurs des étages courants ..... **3,06 m.**
- ♦ Hauteur du rez-de-chaussée ..... **3,06 m.**
- ♦ Hauteur du sous-sol ..... **4,08 m.**
- ♦ Hauteur totale du bâtiment ..... **42.80 m.**
- ♦ Longueur totale du bâtiment ..... **27,71 m.**
- ♦ Largeur totale du bâtiment ..... **19,35 m.**

#### *II.1) Eléments composants de la superstructure :*

##### **a) Ossature :**

Le bâtiment à étudier est à ossature mixte (portiques et voile) qui reprend les charges et les surcharges verticales et assure le contreventement de l'ouvrage.

**b) Plancher :**

Les planchers sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression (**16+4**) reposant sur des poutrelles préfabriquées.

Les planchers assurent une double fonction :

- ♦ La résistance mécanique : supportant son poids propre et les surcharges d'exploitation.
- ♦ L'isolation : assurant une isolation thermique et acoustique

**c) Escaliers**

Le bâtiment comporte une seule cage d'escalier qui permet d'accéder d'un niveau à un autre .cette cage est constituée de deux volées et d'un palier intermédiaire réalisé en béton armé et coulé sur place.

**d) Ascenseur**

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voile

**e) les balcons :**

Ils sont réalisés en corps creux ou en dalle pleine

**f) voiles :**

Se sont des éléments rigides réalisés en béton armé, ils sont destinés à reprendre les charge verticales et assurer la stabilité sous l'action des charges horizontales

**g) maçonnerie :**

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

**♦ Les murs extérieurs**

Sont en double parois de briques d'épaisseur **10 cm** séparés par une lame d'air de **5 cm** d'épaisseur.

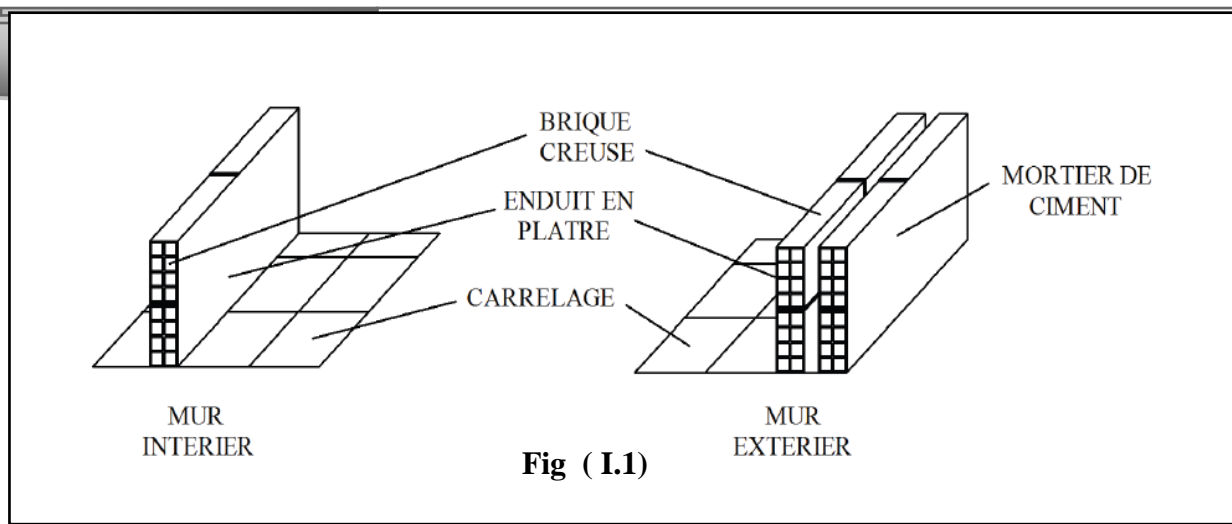
**♦ Les murs intérieurs**

Sont d'une seule paroi de briques d'épaisseur **10cm**.

**h) Les revêtements**

On distingue les revêtements comme suit :

- ❖ **Mortier de ciment** : pour les murs de façades .
- ❖ **Plâtre** : pour les cloisons et les plafonds .
- ❖ **carrelage** : pour les planchers et les escaliers .
- ❖ **Céramique** : pour les salles d'eau. et la cuisine.



#### **h) L'acrotère**

Le bâtiment au niveau de terrasse est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de **75 cm** de hauteur et de **10 cm** d'épaisseur.

#### **i) Terrasse**

La terrasse du bâtiment est inaccessible ayant un complexe d'étanchéité et le béton en forme de pente (**2%**) pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

#### **j) Système de coffrage :**

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

### **II.2) Éléments composants l'infrastructure :**

Les fondations sont des ouvrages en béton armé ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles....etc.).

Ces éléments transmettent les charges au sol .soit directement : (cas des semelles filantes ou radier général), soit par l'intermédiaires d'organe : (cas des semelles reposant sur pieux).

Le choix du mode de fondation à adopter est en fonction des conditions de résistances et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques des sols.

### **III) caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Les matériaux essentiels utilisés pour la construction de cet ouvrage sont le béton et d'acier.

#### **III.1) Béton :**

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de ciment, de granulats et d'eau, il est défini du point de vu mécanique par sa résistance à la Compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.

La composition du béton sera établie par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances

### *III.1.a) Matières constitutives du béton*

C'est un mélange de :

- ✓ Pâte pure (ciment + eau).
- ✓ Granulats (sable, gravier).
- ✓ l'eau de gâchage.
- ✓ les adjuvants.

Dans notre cas, le béton sera dosé à **350 Kg/m<sup>3</sup>** de ciment **CPJ 325**. Quand à la granulométrie et l'eau de gâchage entrant dans cette composition elles seront établies par le laboratoire spécialisé à partir des essais de résistance.

A titre indicatif, pour 1m<sup>3</sup> de béton armé :

- ✓ Granulats :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Sable} \dots\dots\dots 380 \text{ à } 450 \text{ cm}^3 \quad (D_g \leq 5\text{mm}). \\ \text{Gravillons} \dots\dots\dots 750 \text{ à } 850 \text{ cm}^3 \quad (D_g \leq 25\text{mm}). \end{array} \right.$
- ✓ Ciment : 300 à 400 Kg.
- ✓ Eau : 150 à 200 l.

### *III.1.b) Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :*

**Masse volumique** : pour le béton armé, elle est prise dans notre présente étude égale à **2.5 t/m<sup>3</sup>**.

#### ♦ **Résistance caractéristique du béton :**

On peut définir deux types de résistance.

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

Un béton est défini par une valeur de résistance à la compression à l'âge de **28** jours, dite valeur caractéristique requise notée **f<sub>c28</sub>**, cette résistance est mesurée sur des éprouvettes cylindriques ayant un diamètre de **16 cm** et une hauteur de **32cm**, écrasé en compression centrée.

On peut estimer la résistance à l'âge de « j » jours notée **f<sub>cj</sub>** .

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} ; \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ PMA} \dots\dots\dots [\text{BAEL 91 modifiée 99/A.2, 1,11}]$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} ; \text{ pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPA} \dots\dots \text{ [BAEL 91 modifiée 99/A.2, 1,11]}$$

$$\text{Pour } j > 28 \text{ jours} \longrightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

Pour  $1\text{m}^3$  de béton courant dose **350 kg** de ciment portland artificiel (**CPJ325**), la résistance moyenne  $f_{c28}$  comprise entre **22** et **25 MPa**

**On prend :**  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

### b) Résistance caractéristique à la traction:

La résistance à la traction du béton à j jours ( $f_{ij}$ ) est conventionnellement définie par :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad \text{[BAEL91 Art A.1.2.1.2]}$$

$$f_{i28} = 0,6 + 0,06 (25) \qquad f_{i28} = 2,1 \text{ MPa}$$

#### ♦ Module de déformation longitudinale du béton :

##### a) Module d'élasticité:

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport entre la contrainte normale et la déformation engendrée.

Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

##### a-1) Module d'élasticité instantané:

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à **24 heures**, il résulte un module égal à :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \text{ [Mpa]} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \quad \text{[art A - 2. 1. 21 BAEL 91]}$$

$$D' \text{ où: pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \qquad E_i = 32164,195 \text{ Mpa}$$

##### a-2) Module d'élasticité différé:

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

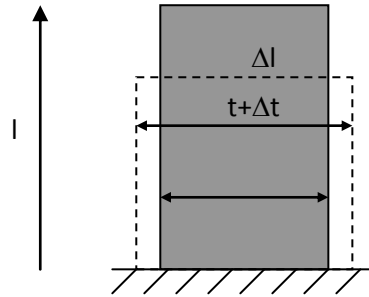
$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \text{ [Mpa]} \dots\dots \text{ pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \quad \text{[art A - 2. 1. 22 BAEL 91]}$$

$$D' \text{ où: pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \qquad E_{vj} = 1$$

**a3) Module d'élasticité transversal:**

La valeur du module de déformation transversale notée  $G$  et donnée par l'expression suivante :  $G = E / (2(1+\nu))$  avec  $E$  : Module de Young

$$\text{Avec } \nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}} = \frac{\Delta t / t}{\Delta l / l}$$



**Fig( I.2) : Module de déformation transversale**

$\nu$  : coefficient de poisson

$$\nu = (\text{déformation transversal}) / (\text{déformation longitudinal})$$

Tel que

$\nu = 0$  pour le calcul des sollicitations à L'ELU [Art A 2.1 ,3 /BAEL 91modifiées]

$\nu = 0,2$  pour le calcul des déformations à L'ELS [Art A 2.1 ,3 /BAEL91modifiées]

$$G = E / 2 (1 + \nu) \quad [\text{Mpa}] \quad \nu : \text{coefficient de poisson}$$

**a) Contraintes limites du béton :**

On appelle état limite, l'état de sollicitation telle qu'au delà de cet état, les conditions d'utilisation de l'ouvrage ne sont plus parfaites, on définit ainsi un état limite ultime et un état limite de service (ou d'utilisation normale).

**a1) Etat limite ultime (ELU) :**

C'est la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité : Il correspond à l'un des états suivants :

- ♦ Etat limite ultime d'équilibre statique (non -renversement) ;
- ♦ Etat limite de résistance et de la fatigue des matériaux (non -rupture) ;
- ♦ Etat limite de stabilité de forme (non- flambement).

La contrainte limite du béton à L'ELU correspond à l'état limite de compression du béton. Elle est donnée par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad [\text{BAEL91 / A.4.3, 41}]$$

Avec :

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,15$  situation accidentelle ;

$\gamma_b = 1,5$  situation durable (courante).

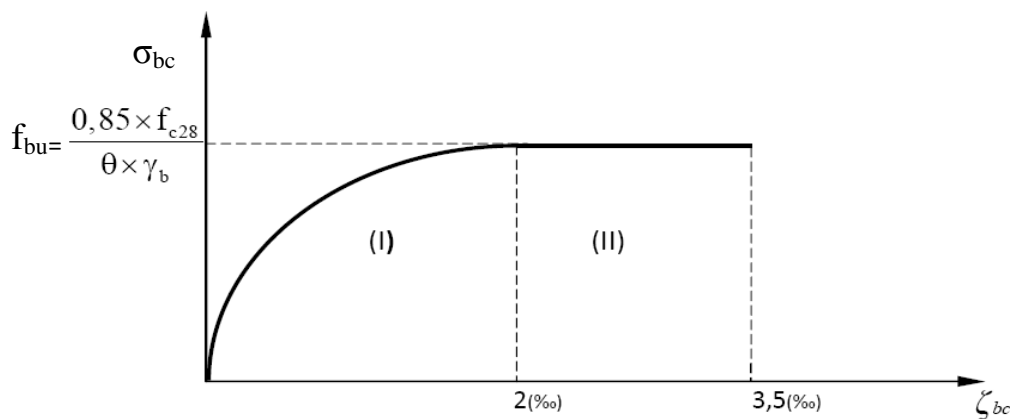
**0,85** en numérateur et  **$\theta$**  en dénominateur : coefficients qui tiennent compte de l'influence défavorable de la durée d'application de la charge.

$\theta = 1$  lorsque  $j > 24$  heures ;

$\theta = 0,9$  lorsque  $1 < j < 24$  heures ;

$\theta = 0,85$  lorsque  $j < 1$  heure.

Dans notre cas :  $\theta = 1$  ;  $\gamma_b = 1,5 \Rightarrow f_{bu} = 14,20$  [ Mpa ]



Fig(I.3) : Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU

(I) zone élastique

(II) zone plastique

♦ **La contrainte ultime de cisaillement du béton**

Elle est donnée en fonction de la nuisance de la fissuration

$$\tau_u \leq \min (0,2 * f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ mpa}) \quad [\text{Art 5.1, 1 / BAEL91 modifié 99}]$$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Cas d'une fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.64 * f_{cj}^{2/3}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPA} \right\}$$

- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.51 * f_{cj}^{2/3}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPA} \right\}$$

### b) Etat limite de service (ELS) :

C'est l'état au delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de la durabilité.

d) La contrainte limite de service en compression est limitée par :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \dots\dots\dots [\text{Art A.4.5, 2 /BAEL91 modifiée 99}]$$

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole reste dans le domaine élastique linéaire, ce dernier est défini par son module d'élasticité.

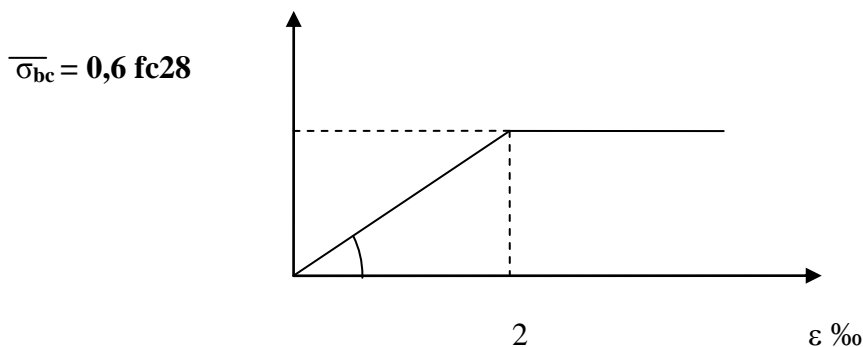


Fig (I.4) : Diagrammes contraintes déformations du béton(ELS)

### III.2) Aciers :

a) Nuances : Les aciers sont utilisés pour le béton armé, ils sont classés en trois catégories.

#### ➤ Ronds lisses (RL) :

Ce sont des barres lisses de nuances douce, mi dure (dureté naturelles) et elles sont de deux nuances : **FeE220** et **FeE240**.

➤ **Barres haute adhérence :**

Elles sont de nuance **FeE400** et **FeE500**, obtenues par laminage a chaud d'un acier naturellement dur.

**Treillis soudé :** Ce sont des grillages de fils tréfiles lisses a mailles rectangulaires de **60** à **300mm**, assemblés par soudure électrique et ils sont de deux nuances : **TL50** et **TL52**

**b) Module de déformation longitudinale :**

Pour tous les aciers utilisés, le module de déformation longitudinale sera égale à :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa} \quad [\text{Art A.2.2, 1 /BAEL91 modifiée 99}]$$

**b1) Etat limite :**

◆ **contrainte limite ultime**

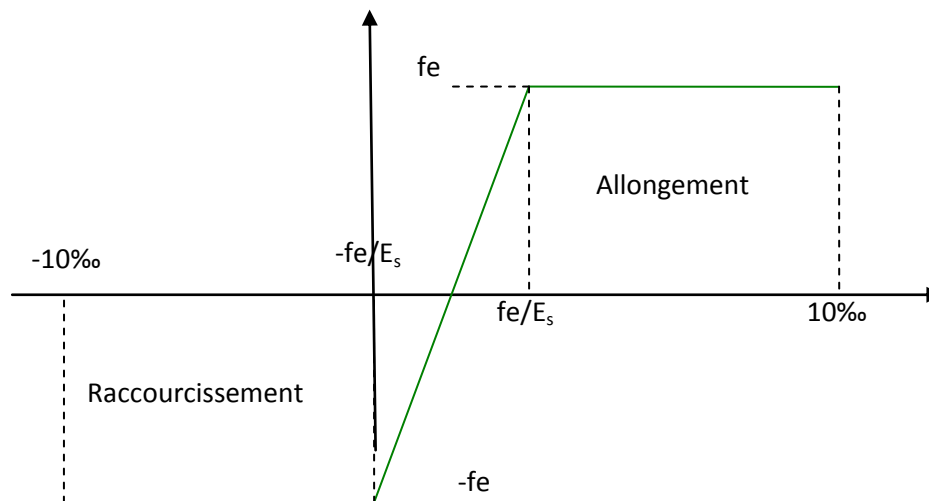
$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \dots\dots\dots [\text{Art A.2.1, 3 /BAEL91 modifiée 99}]$$

Avec :

$\gamma_s$ : coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$       —————>      cas des situations (accidentelles)

$\gamma_s = 1,15$     —————>      situation durable (courante)



**Fig (I.5) : Digramme contrainte déformation de l'acier**

**Remarque :**

Les allures décrites par l'acier en compression et en traction sont symétrique par rapport à:

| Type d'aciers      | Nomination                      | Symbole | Limite d'élasticité Fe [ Mpa ] | Résistance A la rupture | Allongement Relatif à la Rupture (‰) | Coefficient De fissuration | Coefficient De (Ψ) scellement |
|--------------------|---------------------------------|---------|--------------------------------|-------------------------|--------------------------------------|----------------------------|-------------------------------|
| Aciers en barres   | Rond lisse FeE 24               | R L     | 235                            | 410 -490                | 22‰                                  | 1                          | 1                             |
|                    | Haute Adhérence FeE 40          | H A     | 400                            | 480                     | 14‰                                  | 1,6                        | 1,5                           |
| Aciers en treillis | Treillis soudé (T S) TL520(Φ<6) | T S     | 550                            | 550                     | 8‰                                   | 1,3                        | 1                             |

- ♦ **Contrainte limite de service :**
  - **Etat limite d'ouverture des fissures :**
- ✓ **FISSURATIONS PEU PREJUDICIALES :**

La fissuration est considérée comme peu **préjudiciable** lorsque :

- ▶ Les éléments en cause sont situés dans les locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées) à des condensations.
- ▶ Les parements susceptibles d'être fissurés ne sont pas visibles ou ne font pas l'objet de conditions spécifiques concernant l'ouverture des fissures.

Dans ce cas, aucune vérification à effectuer. [A.4.5,32/BAEL91]

- ✓ **FISSURATIONS PREJUDICIALES :**

La fissuration est considérée comme **préjudiciable** lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations, ou peuvent être alternativement émergés ou noyés en eau douce.

Dans ce cas, il importe de respecter les règles suivantes :

$$\xi = \min \left\{ \frac{2}{3}f_e, \max (0, 5 f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} \quad [\text{A.4.5, 33/BAEL91}]$$

$f_e$  : limite d'élasticité de l'acier utilisé.

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

$\eta$  : Coefficient de fissuration qui vaut :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1,0 \text{ pour les r.l. y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses.} \\ \eta = 1,6 \text{ pour les H.A dont le diamètre } \varnothing > 6\text{mm} \\ \eta = 1,3 \text{ pour les H.A dont le diamètre } \varnothing < 6\text{mm} \end{array} \right.$$

✓ **FISSURATION TRÈS PREJUDICIALES :**

On observe les regles suivantes qui s'ajoutent à celle données en [A.4.5, 32 /BAEL 99] :

- ♦ La contrainte de traction des armatures est limitée à la valeur **0,8ξ(MPA)** l'expression de  $\xi$  étant donnée en [A.4.5,33/BAEL99].
- ♦ Le diamètre des armatures les plus proches des parois est au moins égal à **8mm** ;
- ♦ Dans le cas des dalles et des voiles faisant au plus **40 cm** d'épaisseur, l'écartement des armatures d'une même nappe est au plus égal à la plus petite des deux valeurs **20 cm** et **1.5 h** avec **h** étant l'épaisseur totale de l'élément ;
- ♦ Les armatures de peau prévues en **A.8.3** pour les poutres de grande hauteur, ont une section au moins égale à **5cm<sup>2</sup>** par mètre de longueur de parement ;
- ♦ Lorsque la membrure tendue d'une poutre est constituée de barres de diamètre supérieur à **20 mm**, l'écartement de celles-ci dans le sens horizontal est au plus égale à trois fois leur diamètre.

**c) Protection des armatures : [Art A.7.2, 4 /BAEL91 modifiée 99]**

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

- **C=5 cm** pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- **3 cm** pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux et canalisation).
- **C = 2cm** pour les éléments situés dans les locaux non couverts soumis à la condensation
- **C = 1 cm** pour les parois situées dans les locaux couverts et clos.

### *IV) Caractéristique du sol :*

La contrainte admissible du sol en cette structure est égale à :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars.}$$

Dans notre structure on prend un enrobage :  $C = 2.5\text{cm}$

### *VI) Hypothèses de calcul :*

#### *VI.1) A l'ELU :*

Les hypothèses de calcul sont énumérées ci dessous :

- ◆ Les sections droites avant déformation restent planes après déformation.
- ◆ il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ◆ le béton tendu est négligé dans les calculs.
- ◆ le raccourcissement unitaire du béton est limité à dans les cas de flexion simple ou composée et dans le cas de compression simple.
- ◆ L'allongement unitaire de l'acier est limité à.
- ◆ Le diagramme linéaire des déformations par l'un des trois pivots, c'est la règle des trois pivots **A, B, C**

#### *VI.2) A l'ELS :*

- ◆ Conservation des sections planes contraintes de compression dans le béton et de traction dans les aciers sont proportionnelles aux déformations.
- ◆ Résistance à la traction du béton négligée.
- ◆ Glissement relatif entre l'acier et le béton négligé.
- ◆ Par convention le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton est **n=15**.



# *Chapitre II*

*Pré dimensionnement des éléments*

Promotion 2011/2012

**Introduction :**

Après un premier chapitre consacré à déterminer les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux à utiliser, nous enchaînerons par pré-dimensionner les éléments constituant notre structure et qui nous permettra de déterminer les différentes charges qui leur seront appliquées tels que les planchers, les poutres (principales, secondaires), les poteaux et les voiles.

**I) Pré dimensionnement des éléments :****I.1) Les planchers :**

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées, disposées suivant la petite portée.

La hauteur du plancher doit satisfaire la condition suivante :

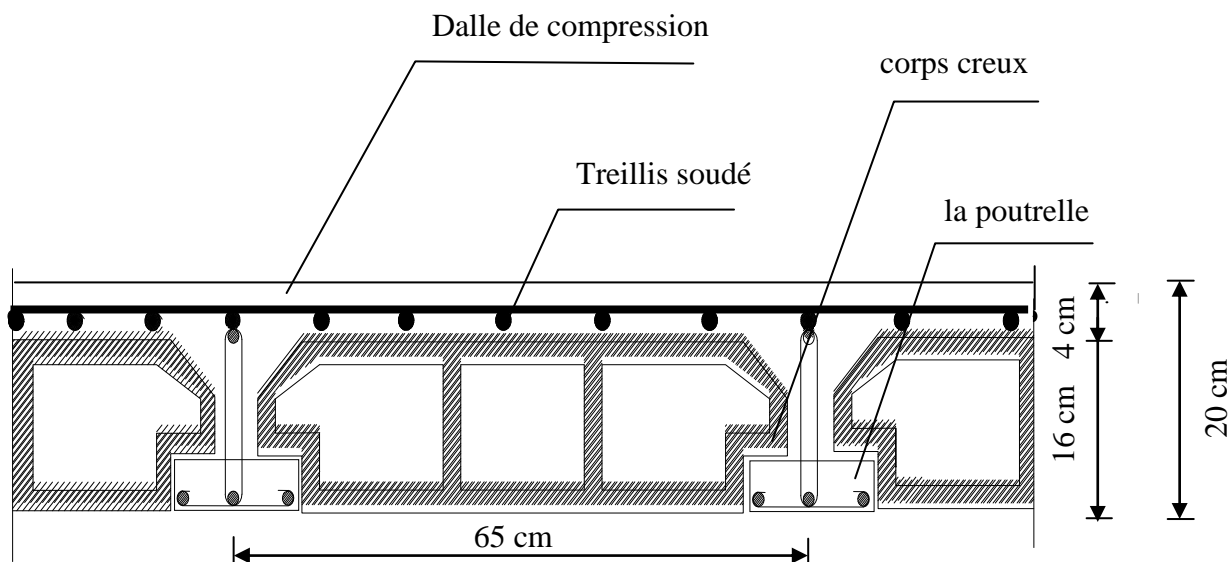
$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

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

$$L_{\max} = 360 - 25 = 335 \text{ cm}$$

$$\text{Dans notre cas : } L_{\max} = 335 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{335}{22,5} = 14,89 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } h_t = 20 \text{ cm} = (16 + 4) \text{ cm}$$



**Fig. II.1): coupe d'un plancher en corps creux.**

**I.2) Les Poutres :**

Les poutres principales et les poutres secondaires seront calculées selon deux travées différentes et leurs dimensions seront données par les formules suivantes:

$$\text{❖ Hauteur : } \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{[BAEL99]}$$

$$\text{❖ Largeur : } 0,4h \leq b \leq 0,7h$$

**Avec :**

L : La plus grande travée dans le sens considéré.

Par ailleurs, le **RPA** exige pour une zone **IIa** :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La hauteur : } h \geq 30\text{cm} \\ \text{La largeur : } b \geq 20\text{cm} \\ \text{Le rapport : } \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1,5 h_t + b \end{array} \right.$$

**a) Les poutres principales :**

Ce sont des poutres porteuses jouant le rôle d'appuis aux poutrelles.

❖ **Hauteur** : elle est définie par

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

**Avec :**

$L_{\max}$  : portée libre maximale entre nus d'appuis dans le sens longitudinale.

$h_t$  : hauteur de la poutre.

**Dans notre cas :**

$$L_{\max} = 445 - 25 = 420\text{cm} \longrightarrow \frac{420}{15} \leq h_t \leq \frac{420}{10} \quad \text{[cm]}$$

$$28 \leq h_t \leq 42$$

Donc on adoptera une hauteur de **40[cm]** ( $h_t=40\text{[cm]}$ ).

❖ **La largeur** : elle est définie par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \longrightarrow 16 \leq b \leq 28$$

On adoptera une largeur de **30cm** ( $b=30\text{ cm}$ )

- **Vérification des exigences [RPA99, Art 7.5,1] :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ b_{\max} = 30 < (1,5 \cdot 40 + 20) = 80 \text{ [cm]} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

### b) Poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles qui assurent le chaînage.

- ❖ **Hauteur :** Elle est définie par

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

**Avec :**

$L_{\max}$  : longueur libre maximale (entre nus d'appuis) dans le sens des poutrelles.

$h_t$  : hauteur de la poutre.

**Dans notre cas :**  $L = 360 - 25 = 335 \text{ cm}$

$$\frac{335}{15} \leq h_t \leq \frac{335}{10} \longrightarrow 22,33 \leq h_t \leq 33,5 \text{ [cm].}$$

Donc on adoptera pour une hauteur de **35[cm]**.

- ❖ **Largeur :** Elle est définie par :  $0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$

**Avec :**

$b$  : largeur de la poutre.

**Dans notre cas :**  $h_t = 35 \text{ [cm]}$

$$0,4(35) \leq b \leq 0,7(35) \longrightarrow 14 \leq b \leq 24,5 \text{ [cm].}$$

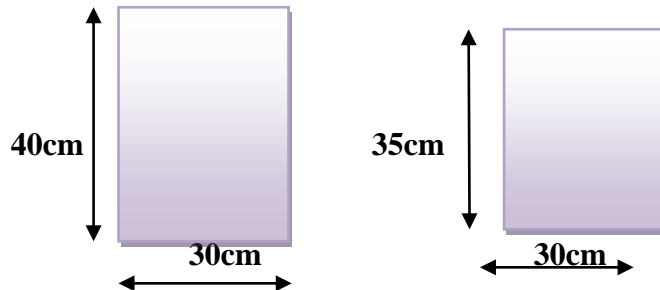
Donc on adoptera une largeur de **30 [cm]**

- ❖ **Vérification des exigences (RPA99, Art 7.5,1) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,17 \leq 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ b_{\max} = 30 < (1,5 \cdot 35 + 20) = 72,5 \text{ [cm]} \end{array} \right.$$

**conclusion :** les sections adoptées sont :

- ✓ Poutres principales : (30\*40) cm<sup>2</sup>
- ✓ Poutres secondaires : (30\* 35) cm<sup>2</sup>



**Fig (II.2): dimensions des poutres**

### *I.3) Les poutrelles :*

Se sont des éléments en béton armée préfabriqués ou coulés sur place disposés dans le sens de la petite portée.

### *I.4) Les voiles :*

Les voiles sont des éléments en béton armé préfabriqué ou coulé sur place, ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des charges verticales leurs pré-dimensionnement se fait conformément a [RPA99, Art 7.7,1]

#### **a. Epaisseur du voile :**

L'épaisseur minimale « e » du voile est de 15[cm] ( $A_{\min} \geq 15[\text{cm}]$ ) de plus elle doit être déterminée en fonction de rigidité a l'extrémité

$$e_{\max} = \max \left( \frac{h_e}{40}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20} \right)$$

#### **b. Largeur des voiles :**

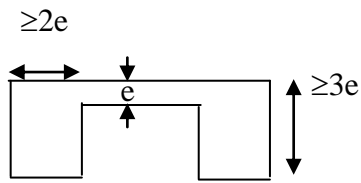
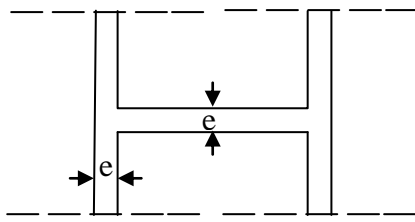
Les voiles de contreventement se sont ceux qui vent satisfaire la condition suivante :

$$L \geq 4e$$

*Avec :*

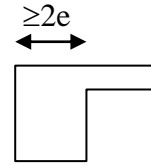
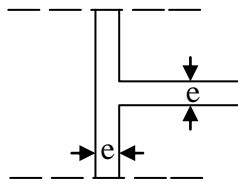
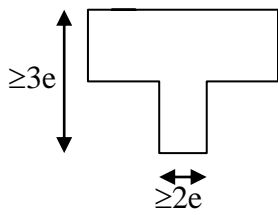
**L :** largeur des voiles.

**e:** épaisseur des voiles



$$e \geq \frac{he}{25}$$

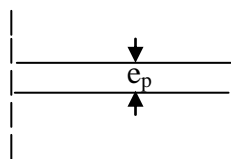
**Cas -1-**



$$e \geq \frac{he}{22}$$

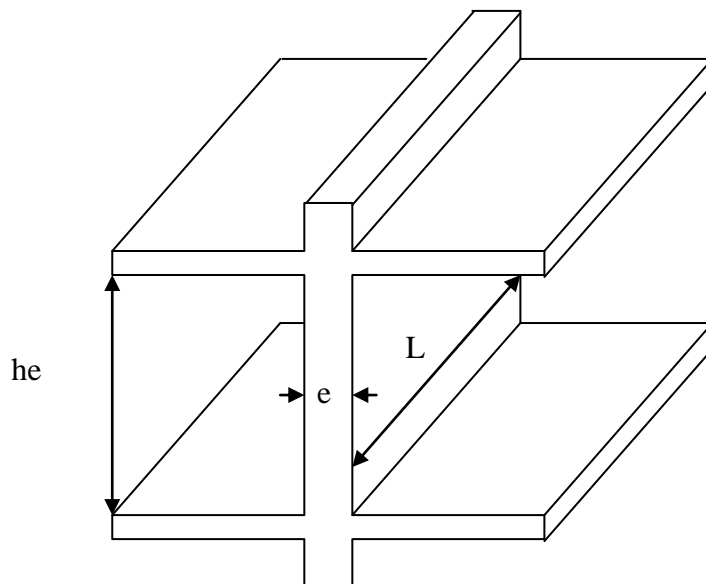
**Cas-2-**

**Cas-3-**



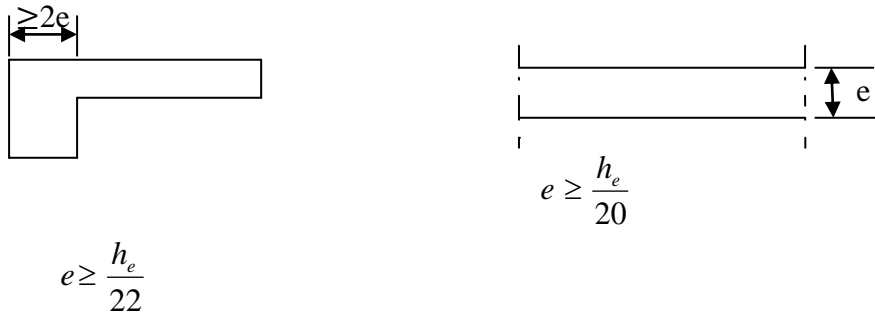
$$e \geq \frac{he}{20}$$

**Fig( II.3) Coupe de voile en plan**



**Fig (II.4) : Coupe de voile en élévation**

Dans notre cas nous avons deux types de voiles :



**Fig(II.5) : schématisation des voiles**

$$e_{\max} = \max \left( \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20} \right) = \frac{h_e}{20}$$

➤ **RDC :**

$$h_e = 3.06 - 0.20 = 2,86 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } e_1 = \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14,30 \text{ cm}$$

➤ **Etage courant :**

$$h_e = 3,06 - 0,20 = 2,86 \text{ m}$$

$$\text{donc : } e_2 = \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14,30 \text{ cm}$$

➤ **Sous-sol :**

$$h_e = 4,08 - 0,20 = 3,88 \text{ m}$$

$$\text{donc : } e_3 = \frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19,40 \text{ cm}$$

**Conclusion :**

l'épaisseur du voile :  $e = \max (14, 30, 19, 40) = 20 \text{ cm}$

$$L_{\min} \geq 4e \longrightarrow L_{\min} = 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

### I.5) Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple en considérant un effort  $N$  qui sera appliqué sur la section de poteau le plus sollicité .elle sera déterminée à partir de la descente de charge données par les règles de [ BAEL 91] Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_b}$$

Avec :  $N_s = G + Q$

$N_s$  : effort de compression repris par les poteaux.

$S$  : section transversale du poteau.

$G$  : charge permanente.

$Q$  : surcharge d'exploitation.

$\sigma_{bc}$  : Contrainte limite de service du béton en compression.

$$\sigma_{bc} = 0,6 * f_{c28} \longrightarrow \sigma_{bc} = 0,6 * 25 = 15 \text{ MPa .}$$

Selon le [ RPA 99, A 7.4.1], les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

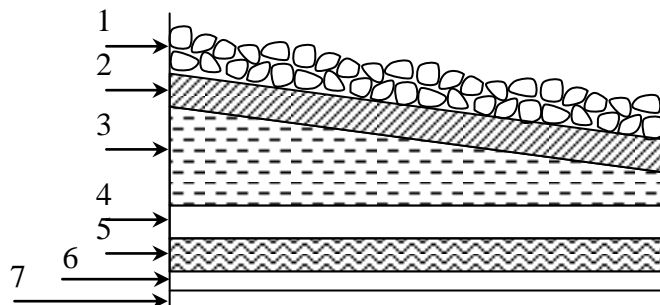
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm.} \rightarrow \text{En zone I et II}_a \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right.$$

II) Détermination des charges et surcharge : d'après le [DTR BC2.2 ]

II.1) Charges permanentes :

II.1.a) Les planchers :

a) Plancher terrasse :



Fig(II.6) : Coupe verticale d'un plancher terrasse.

Tableau(II.1) : charges permanentes du plancher terrasse

| N°                       | Désignation                       | Epaisseur (m) | $\rho$ (KN / m <sup>3</sup> ) | G (KN / m <sup>2</sup> ) |
|--------------------------|-----------------------------------|---------------|-------------------------------|--------------------------|
| 1                        | Couche de gravillon               | 0,05          | 17                            | 0,85                     |
| 2                        | Étanchéité multicouche            | 0,02          | 06                            | 0,12                     |
| 3                        | Forme de pente en béton           | 0,07          | 22                            | 1,1                      |
| 4                        | Isolation thermique (liège)       | 0,05          | 04                            | 0,16                     |
| 5                        | Feuille de polyane                | 0,04          | 0.25                          | 0,01                     |
| 6                        | Plancher en corps creux<br>(16+4) | 0,2           | 14                            | 2,8                      |
| 7                        | Enduit plâtre                     | 0,02          | 10                            | 0.2                      |
| <b>G<sub>Total</sub></b> |                                   |               |                               | <b>5.24</b>              |

b) Plancher d'étage courant :

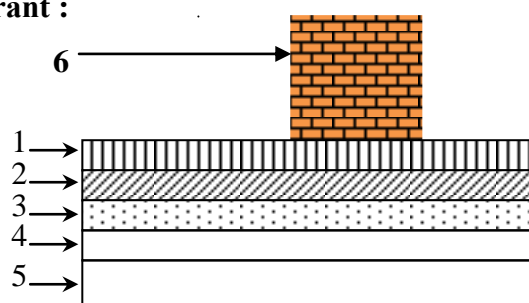
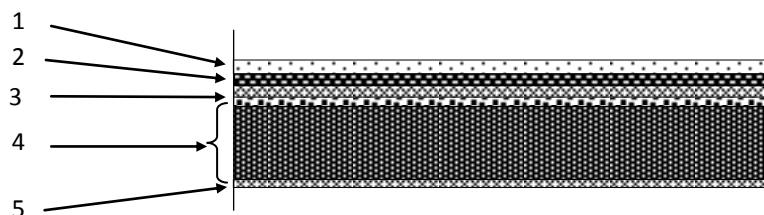


Fig (II.7) : Coupe verticale d'un plancher étage courant - corps

Tableau (II.2) : charges permanentes du plancher d'étage courant :

| N°                       | Désignation                             | Epaisseur (m) | $\rho$ (KN / m <sup>3</sup> ) | G (KN / m <sup>2</sup> ) |
|--------------------------|---|---------------|-------------------------------|--------------------------|
| 1                        | Revêtement carrelage                    | 0,02          | 20                            | 0,4                      |
| 2                        | Mortier de pose                         | 0,03          | 20                            | 0,6                      |
| 3                        | Couche de sable                         | 0,03          | 18                            | 0,54                     |
| 4                        | Plancher en corps creux                 | 0,2           | 14                            | 2,8                      |
| 5                        | Enduit plâtre                           | 0,02          | 10                            | 0,2                      |
| 6                        | Cloison de séparation                   | 0,1           | 9                             | 0,9                      |
| 7                        | Enduit sur les deux cotes de la cloison | 0,04          | 10                            | 0,4                      |
| <b>G<sub>Total</sub></b> |   |               |                               | <b>5,84</b>              |

## c) Balcon en dalle pleine :



Fig(II.8) : coupe verticale de balcon

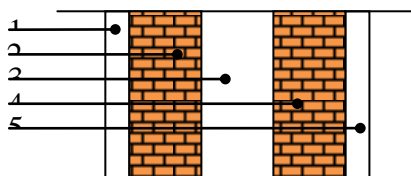
Tableau (II.3) charges permanentes de balcon :

| N°                       | Désignation          | Epaisseur (m) | $\rho$ (KN / m <sup>3</sup> ) | G (KN / m <sup>2</sup> ) |
|--------------------------|----------------------|---------------|-------------------------------|--------------------------|
| 1                        | Revêtement carrelage | 0,02          | 20                            | 0,4                      |
| 2                        | Mortier de pose      | 0,03          | 20                            | 0,6                      |
| 3                        | Couche de sable      | 0,03          | 18                            | 0,54                     |
| 4                        | Dalle en béton armé  | 0,15          | 25                            | 3,75                     |
| 5                        | Mortier ciment       | 0,02          | 10                            | 0,2                      |
| <b>G<sub>Total</sub></b> |                      |               |                               | <b>5,19</b>              |

## II.1.b) Les murs :

## a) les murs extérieurs :

En double cloisons (avec briques creuses) d'épaisseur égale à 30 cm.



Fig(II.9) : Coupe verticale d'un mur extérieur

Tableau (II.3) charges permanentes des murs extérieurs :

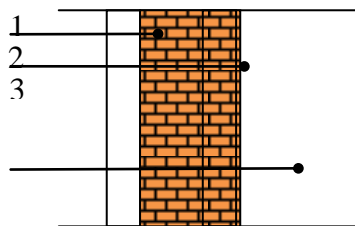
| N° | Désignation       | Epaisseur (m) | $\rho$ (KN / m <sup>3</sup> ) | G (KN / m <sup>2</sup> ) |
|----|-------------------|---------------|-------------------------------|--------------------------|
| 1  | Mortier de ciment | 0,02          | 22                            | 0,44                     |
| 2  | Briques creuses   | 0,1           | 09                            | 0,9                      |
| 3  | Lame d'air        | 0,1           | /                             | 0,00                     |
| 4  | Briques creuses   | 0,1           | 09                            | 0,90                     |
| 5  | Enduit plâtre     | 0,02          | 10                            | 0,2                      |

$G_{\text{Total}}$ 

2,44

**b) Murs intérieurs**

Ils sont constitués de briques creuses de **10 cm** et un enduit plâtre des **2 faces**.



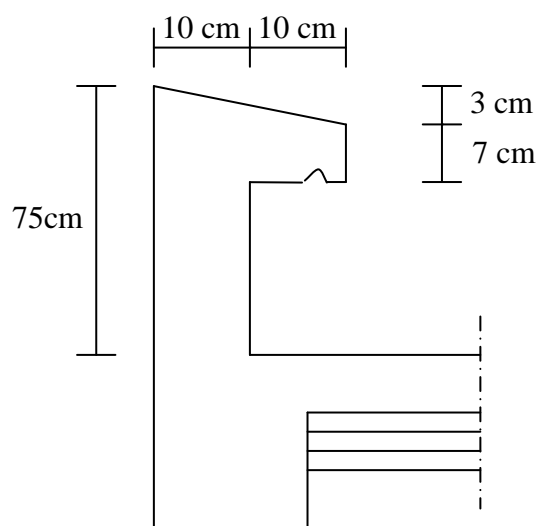
**Fig (II.10) : Coupe horizontale d'un mur de séparation**

**Tableau (II.4) charges permanentes des murs intérieurs :**

| F                  | Désignation     | Epaisseur (m) | $\rho$ (KN / m <sup>3</sup> ) | G (KN / m <sup>2</sup> ) |
|--------------------|-----------------|---------------|-------------------------------|--------------------------|
| 1                  | Enduit plâtre   | 0,02          | 10                            | 0,2                      |
| 2                  | Briques creuses | 0,1           | 09                            | 0,9                      |
| 3                  | Enduit plâtre   | 0,02          | 10                            | 0,2                      |
| $G_{\text{Total}}$ |                 |               |                               | <b>1,3</b>               |

**II.1.c) L'acrotère**

Calcul de son poids propre



**Fig. II.10) : Dimensionnement de l'acrotère.**

$$G = \left[ (0.65 \times 0.1) + (0.07 \times 0.2) + \left( 0.03 \times \frac{0.2}{2} \right) \right] \times 25$$

$$G = 2.05 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

### II.1.d) Les escaliers :

le poids propre des éléments des escaliers sera calculé comme suit :

- la volée : l'angle d'inclinaison de la volée est de  $\alpha=29.54$

Tableau (II.5) charge permanentes de la volée :

| Élément    |                 | Poids propre [ KN /m <sup>2</sup> ] |
|------------|-----------------|-------------------------------------|
| Paillasse  |                 | $(25 \times 0,2) / 0,84 = 5,95$     |
| Marche     |                 | $(25 \times 0,17) / 2 = 2,125$      |
| Revêtement | Carrelage       | $22 \times 0,02 = 0,44$             |
|            | Mortier de pose | $22 \times 0,02 = 0,44$             |
|            | Lit de sable    | $18 \times 0,02 = 0,36$             |
|            | Enduit ciment   | $22 \times 0,015 = 0,33$            |
|            | Gard de corps   | 0,2                                 |
|            |                 | <b>G=9,845</b>                      |

- le palier :

Tableau (II.6) charge permanente de palier :

| Éléments        | Poids propre [ KN/m <sup>2</sup> ] |
|-----------------|------------------------------------|
| Palier          | $25 \times 0,2 = 5$                |
| Mortier de pose | 0,44                               |
| Carrelage       | 0,44                               |
| Lit de pose     | 0,36                               |
|                 | <b>G=6,24</b>                      |

***II.2) Les surcharges d'exploitations :***

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR** et représentées dans le **Tableau(II.7)** :

| Elément                                   | Surcharge [KN/m <sup>2</sup> ] |
|---|--------------------------------|
| Plancher terrasse inaccessible            | 01                             |
| Plancher d'étage courant (logement)       | 1,5                            |
| RDC A usage bureautique                   | 2,5                            |
| Etage de service (1 <sup>er</sup> étage ) | 2,5                            |
| Balcons                                   | 3,5                            |
| Escaliers                                 | 2,5                            |
| Acrotère                                  | 1                              |
| Sous-sol                                  | 3,5                            |

***III ) Localisation du poteau le plus sollicité :******a) Surface d'influence :***

$$S_{\text{plan}} = (1,525 * 1,515) + (1,525 * 1,475) + (1,525 * 1,515) + (1,525 * 1,475) = 9,12 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{totale}} = 3,35 * 3,29 = 11,02 \text{ m}^2$$

***b) poids des poutres revenant aux poteaux :***▪ **Poutres principales :**

$$G_{\text{pp}} = (0,3 * 0,4 * 3,35) * 25 = 10,05 \text{ KN} .$$

▪ **Poutres secondaires :**

$$G_{\text{ps}} = (0,3 * 0,35 * 3,29) * 25 = 8,64 \text{ KN} .$$

D'où le poids des poutres est :

$$G_{\text{pt}} = G_{\text{pp}} + G_{\text{ps}} = 10,05 + 8,64 = 18,69 \text{ KN} .$$

***c) poids des planchers revenant au poteau :***♦ **plancher terrasse :**

$$G_{\text{pt}} = 9,12 * 5,24 = 47,80 \text{ KN}$$

♦ **plancher d'étage courant :**

$$G_{\text{pe}} = 9,12 * 5,84 = 53,26 \text{ KN}$$

*d) poids des poteaux :*

- ♦ poteau d'étage courant :

$$G_{pe} = 0,25 * 0,25 * 3,06 * 25 = 4,78 \text{ KN} .$$

- ♦ poteau de RDC :

$$G_{pr} = 0,25 * 0,25 * 3,06 * 25 = 4,78 \text{ KN} .$$

- ♦ poteau sous-sol :

$$G_{pss} = 0,25 * 0,25 * 4,08 * 25 = 6,38 \text{ KN} .$$

*IV) Loi de dégression de charge :*

Les règles du **BAEL** nous imposent d'appliquer les dégression des surcharges d'exploitations .cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étage ou de niveau, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes .la loi de dégression est :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \longrightarrow \quad \text{pour } n \geq 5$$

$Q_0$  = surcharge d'exploitation à la terrasse

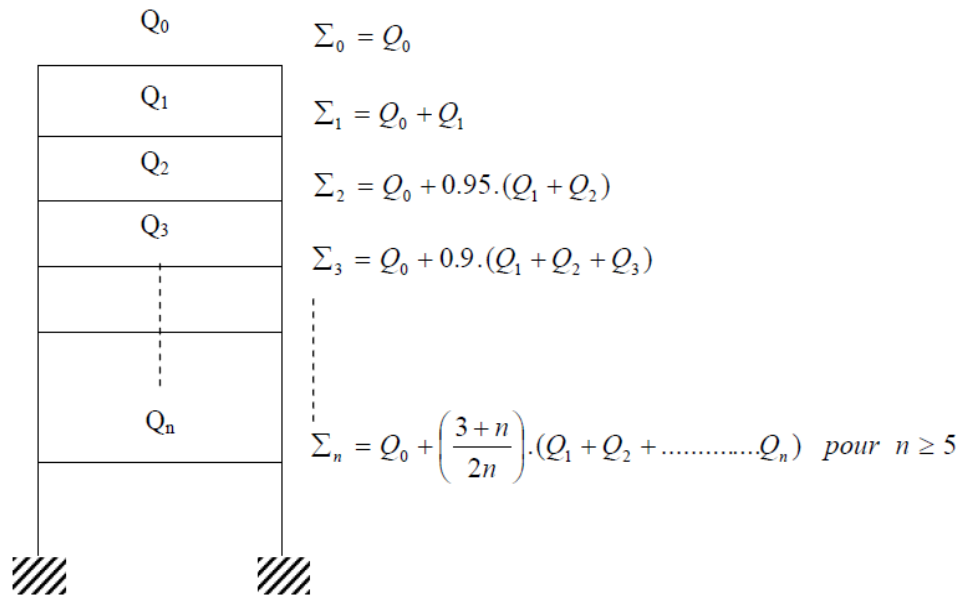
$Q_i$  = surcharge d'exploitation à l'étage  $i$

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

$Q_n$  = surcharge d'exploitation à l'étage «  $n$  » on tenant compte de la dégression des charge

**Tableau (II.8) représentant les coefficients de dégression de surcharges :**

| Niveaux      | 11 | 10 | 09   | 08   | 07   | 06   | 05   | 04   | 03   | 02   | 01   | RDC  | S-S  |
|--------------|----|----|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| coefficients | 1  | 1  | 0,95 | 0,90 | 0,85 | 0,80 | 0,75 | 0,71 | 0,69 | 0,67 | 0,65 | 0,63 | 0,62 |



Fig( II.11) : Loi de dégression des surcharges

## ❖ Les surcharges cumulées :

|                |   |
|----------------|---|
| Niveau 11 :    | $Q_0 = 11,02 \text{ KN}$  |
| Niveau 10 :    | $Q_0 + Q_1 = 27,55 \text{ KN}$  |
| Niveau 09 :    | $Q_0 + 0,95 ( Q_1 + Q_2 ) = 42,43 \text{ KN}$   |
| Niveau 08 :    | $Q_0 + 0,90 ( Q_1 + Q_2 + Q_3 ) = 55,65 \text{ KN}$   |
| Niveau 07 :    | $Q_0 + 0,85 ( Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 ) = 67,22 \text{ KN}$   |
| Niveau 06 :    | $Q_0 + 0,80 ( Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 ) = 77,14 \text{ KN}$   |
| Niveau 05 :    | $Q_0 + 0,75 ( Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 ) = 85,41 \text{ KN}$   |
| Niveau 04 :    | $Q_0 + 0,714 ( Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 ) = 93,17 \text{ KN}$  |
| Niveau 03 :    | $Q_0 + 0,69 ( Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 ) = 102,27 \text{ KN}$                                  |
| Niveau 02 :    | $Q_0 + 0,67 ( Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 ) = 110,7 \text{ KN}$                             |
| Niveau 01 :    | $Q_0 + 0,65 ( Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} ) = 118,47 \text{ KN}$                   |
| Niveau RDC :   | $Q_0 + 0,63 ( Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} ) = 132,52 \text{ KN}$          |
| Niveau s-sol : | $Q_0 + 0,62 ( Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} ) = 147,67 \text{ KN}$ |

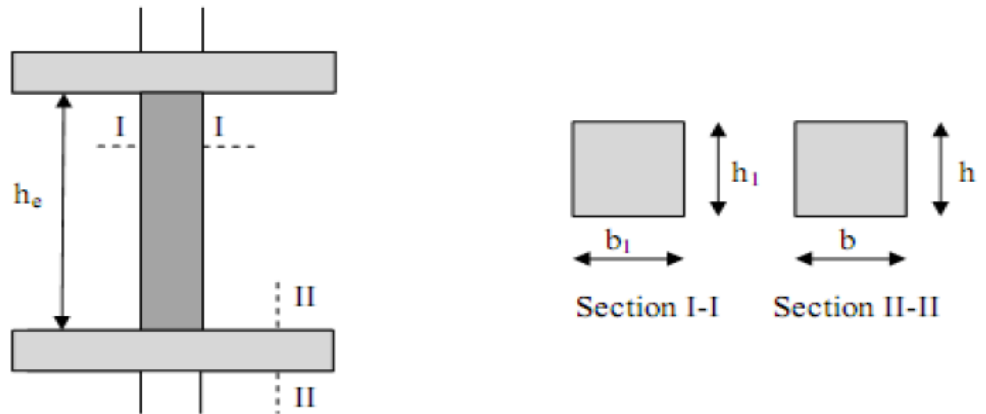
Tableau (II.5) descente de charges sur le poteau :

| niveau | Charge permanentes [KN] |          |          |         |        | Surcharges [KN] |        | Efforts Normaux<br>$N = G_c + Q_c$<br>[KN] | Section de poteau En [cm <sup>2</sup> ] |            |        |
|--------|-------------------------|----------|----------|---------|--------|-----------------|--------|--|---|------------|--------|
|        | G plancher              | G poutre | G poteau | G total | G cum  | Q               | Q cum  |  | $S = \frac{N}{\sigma_{bc}}$             | $\sqrt{S}$ | S adop |
| 11     | 47,8                    | 18,69    | 4,78     | 71,27   | 71,27  | 11,02           | 11,02  | 82,29                                      | 54,86                                   | 7,41       | 35x35  |
| 10     | 53,26                   | 18,69    | 4,78     | 76,73   | 148    | 16,53           | 27,55  | 175,55                                     | 117,03                                  | 10,82      | 35x35  |
| 09     | 53,26                   | 18,69    | 4,78     | 76,73   | 224,73 | 16,53           | 44,08  | 268,81                                     | 179,2                                   | 13,39      | 35x35  |
| 08     | 53,26                   | 18,69    | 4,78     | 76,73   | 301,46 | 16,53           | 60,61  | 362,07                                     | 241,38                                  | 15,54      | 35x35  |
| 07     | 53,26                   | 18,69    | 4,78     | 76,73   | 378,19 | 16,53           | 77,14  | 455,33                                     | 303,55                                  | 17,42      | 35x35  |
| 06     | 53,26                   | 18,69    | 4,78     | 76,73   | 454,92 | 16,53           | 93,67  | 548,59                                     | 365,73                                  | 19,12      | 40x40  |
| 05     | 53,26                   | 18,69    | 4,78     | 76,73   | 531,65 | 16,53           | 110,2  | 641,85                                     | 427,9                                   | 20,69      | 40x40  |
| 04     | 53,26                   | 18,69    | 4,78     | 76,73   | 608,38 | 16,53           | 126,73 | 735,11                                     | 490,07                                  | 22,14      | 40x40  |
| 03     | 53,26                   | 18,69    | 4,78     | 76,73   | 685,11 | 16,53           | 143,26 | 828,37                                     | 552,25                                  | 23,5       | 40x40  |
| 02     | 53,26                   | 18,69    | 4,78     | 76,73   | 761,84 | 16,53           | 159,79 | 921,63                                     | 614,42                                  | 24,79      | 45x45  |
| 01     | 53,26                   | 18,69    | 4,78     | 76,73   | 838,57 | 16,53           | 176,32 | 1014,89                                    | 676,12                                  | 26,00      | 45x45  |
| RDC    | 53,26                   | 18,69    | 4,78     | 76,73   | 915,3  | 27,55           | 203,87 | 1119,17                                    | 746,11                                  | 27,32      | 45x45  |
| S-sol  | 53,26                   | 18,69    | 6,38     | 78,33   | 993,63 | 27,55           | 231,42 | 1225,05                                    | 816,7                                   | 28,58      | 45x45  |

**Remarque :**

Les résultats de la descente de charge ne vérifient la section minimale exigée par le RPA

❖ Vérifications relatives aux exigences du RPA [Art 7.4.1 de RPA 99] :



$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$  .....en zone I et II.

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$  .....en zone III.

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

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$$

| niveau  | Section adop<br>[cm <sup>2</sup> ] | Condition exigé par<br>RPA              | Valeurs calculées<br>[cm]  | Observation |
|---|------------------------------------|---|--|-------------|
| s-sol<br>RDC<br>1 <sup>er</sup> étage et<br>2 <sup>ème</sup> étage  | 45x45                              | $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$ | $\text{Min}(b_1, h_1) = 40\text{cm}$                             | Vérifiée    |
|   |                                    | $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$      | $h_e/20$<br>s-sol=18,4<br>RDC=13,3<br>1 <sup>er</sup> étage=13,3 | Vérifiée    |
|   |                                    | $1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$               | $b_1/h_1$<br>s-sol=01<br>RDC=01<br>1 <sup>er</sup> étage=01      | Vérifiée    |
| 3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> ,<br>5 <sup>ème</sup> et 6 <sup>ème</sup><br>étages                         | 40x40                              | $\text{Min}(b_2, h_2) \geq 25\text{cm}$ | $\text{Min}(b_2, h_2) = 35$                                      | Vérifiée    |
|   |                                    | $\text{Min}(b_2, h_2) \geq h_e/20$      | $h_e/20 = 13,3$  | Vérifiée    |
|   |                                    | $1/4 \leq b_2/h_2 \leq 4$               | $b_2/h_2 = 01$   | Vérifiée    |
| 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup> ,<br>9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup><br>et 11 <sup>ème</sup><br>étages | 35x35                              | $\text{Min}(b_3, h_3) \geq 25\text{cm}$ | $\text{Min}(b_3, h_3) = 30$                                      | Vérifiée    |
|   |                                    | $\text{Min}(b_3, h_3) \geq h_e/20$      | $h_e/20 = 13,3$  | Vérifiée    |
|   |                                    | $1/4 \leq b_3/h_3 \leq 4$               | $b_3/h_3 = 01$   | Vérifiée    |

### ❖ *Vérifications au flambement*

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

Il faut vérifier que l'élancement  $\lambda$  des poteaux est :  $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$ .

**Avec :**  $l_f$  : longueur de flambement ( $l_f = 0.7 l_0$ )

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

$l_0$  : hauteur libre du poteau.

$S$  : section transversale du poteau ( $b \times h$ ).  $I$  : moment d'inertie ( $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$ ).

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7 l_0}{\sqrt{\frac{I}{h^2}}} = 0.7 l_0 \frac{\sqrt{12}}{h} = 2.42 l_0/h. \text{ donc : } \lambda = 2.42 l_0/h$$

#### ♦ **Les vérifications :**

**Pour :**

- S-sol au 2<sup>ème</sup> étage  $\rightarrow (45 \times 45) \text{ cm}^2$  :  $l_0 = 3.68 \text{ m} \rightarrow \lambda = 20.86 < 50 \dots$  **vérifiée**
- 2<sup>ème</sup> au 5<sup>ème</sup> étage  $\rightarrow (40 \times 40) \text{ cm}^2$  :  $l_0 = 2.86 \text{ m} \rightarrow \lambda = 17.30 < 50 \dots$  **vérifiée**
- 6<sup>ème</sup> au 11<sup>ème</sup> étage  $\rightarrow (35 \times 35) \text{ cm}^2$  :  $l_0 = 2.86 \text{ m} \rightarrow \lambda = 19.77 < 50 \dots$  **vérifiée**

### ❖ *Conclusion :*

Tous les poteaux vérifient la condition de flambement.



# *Chapitre III*

*Calcul des éléments*

Promotion 2011/2012

### Introduction :

Après avoir définir et pré-dimensionner les différents élément de la structure ,on passe maintenant à les étudier (calculer) sous l'effet des différentes charges qui revient à chacun d'entre eux.

#### I) Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse, dont il forme un écran pour toute chute, il participe dans la mise hors eau de la structure.

L'acrotère sera assimilée à une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse, soumise à l'effort «  $N$  » dû à son poids propre et à une poussée latérale «  $Q$  » due à la main courante provoquant un moment de renversement «  $M_r$  » dans la section de l'encastrement.

Le calcul se fait à la flexion composée, en considérant une bande de 1m de largeur.

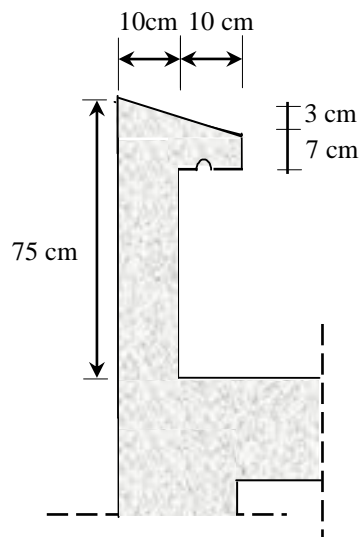


Fig.III.1) : Coupe transversale de l'acrotère

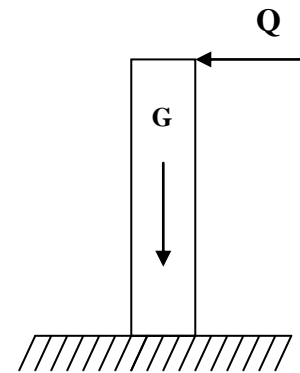


Fig.III.2) : Schéma statique

#### I.1)détermination des sollicitations

- Poids propre  $G$  :

$$G = \rho * S$$

Avec :  $\rho$  : masse volumique du béton.

$S$  : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25 * [0,65 * 0,1 + 0,2 * 0,07 + \frac{0,03 * 0,2}{2}] = 2,05 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge due à la poussée latérale  $Q$  :

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

- Effort normal dû au poids propre  $G$  :

$$N_G = G * 1 = 2,05 \text{ KN}$$

- Effort normal dû à la surcharge Q :

$$N_Q = 0$$

- Moment de renversement dû à G :

$$M_G = 0$$

- Moment de renversement dû à Q :

$$M_Q = Q * h = 1 * 0,75 = 0,75 \text{ KN. m}$$

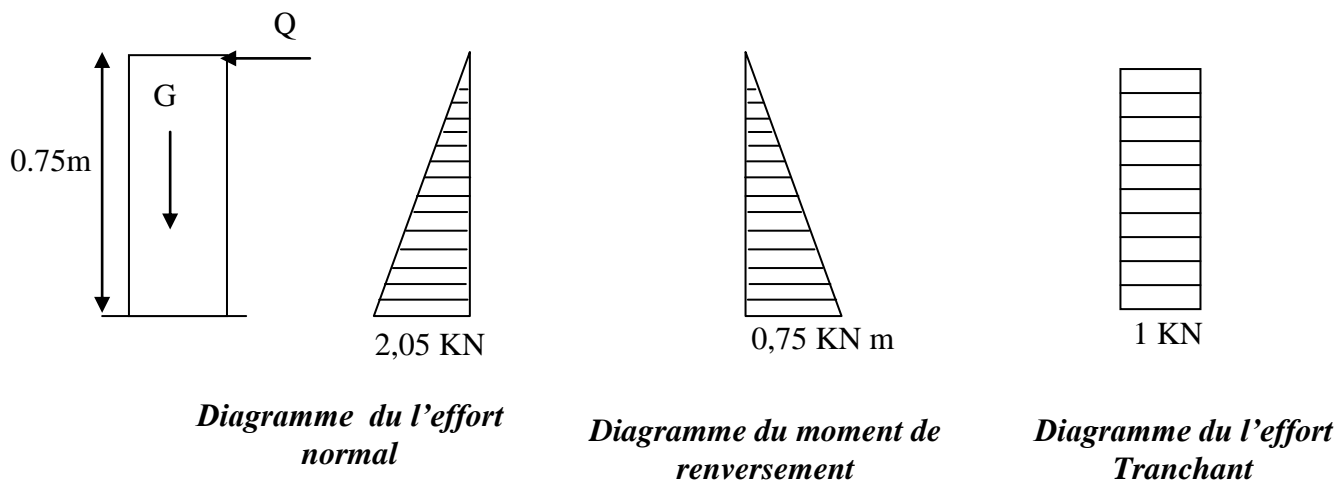
- Effort tranchant dû à Q :

$$V_Q = Q * l = 1 * 1 = 1 \text{ KN}$$

- Effort tranchant dû à G :

$$V_G = 0$$

### I.2) Diagramme des efforts :



**Fig.1) : Diagrammes de moment fléchissant et de l'effort normal et de l'effort tranchant.**

### *I.3) Combinaisons de charges :*

#### ➤ A L'ELU :

La combinaison de charge est :  $1,35 G + 1,5 Q$

- **Effort normal due a G:**

$$N_u = 1,35 G = 1,35 * 2,05 = 2,77 \text{ KN}$$

- **Moment de flexion du a Q:**

$$M_u = 1,5 * M_Q = 1,5 * 0,75 = 1,13 \text{ KN. m}$$

#### ➤ A L'ELS :

La combinaison de charge est :  $G + Q$

- **Effort normal du a G:**

$$N_s = N_G + N_Q = 2,05 \text{ KN/ml}$$

- **Moment de flexion du a Q :**

$$M_s = M_G + M_Q = M_Q = 0,75 \text{ KN m}$$

### *I.4) Ferrailage :*

Le calcul se fera à L'ELU puis vérifié à L'ELS.

#### *Remarque*

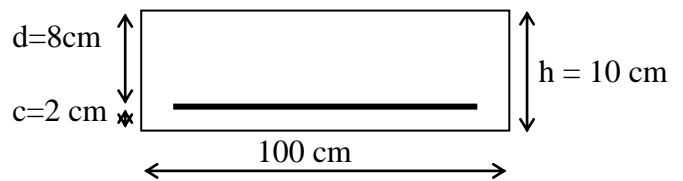
Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression « **N** » et un moment de flexion « **M** ».

On conclut que la section du béton est sollicitée en flexion composée.

Pour déterminer les armatures on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour se faire on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif « **M<sub>f</sub>** » afin de déterminer les armatures fictives « **A<sub>f</sub>** » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « **A** »

**I.4.a) Calcul des armatures a L'ELU :****I.4.a.1) Calcul de l'excentricité : ( $e_u$ )**

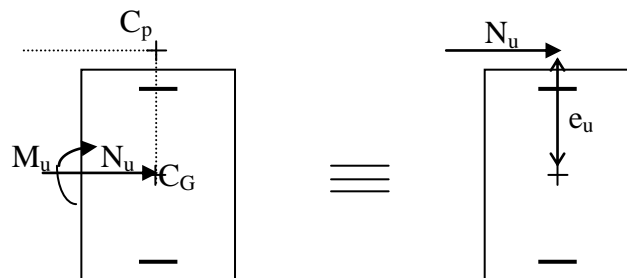
$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,13}{2,77} = 0,41m$$



**a** : distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendues est donnée comme suivant :

$$a = \frac{h}{2} - c = \frac{0,10}{2} - 0,03 = 0,02m$$

$e_u = 0,41m > a = 0,02m \Rightarrow$  section partiellement comprimée.



Le centre de pression « **Cp** » est à l'extérieur de la section limitée par les armatures ; **N** est un effort de compression neutre a l'extérieur  $\Rightarrow$  **SPC** (section partiellement comprimée).

Donc la section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif.

**I.4.a.2) calcul en flexion simple :**

✓ **moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \cdot a$$

**Avec :**

**a** : distance entre le « **Cp** » et le centre de gravité « **CG** » des armatures inférieures tendues.

$$M_f = 1,13 + 2,77 \cdot 0,02 = 1,19 \text{ KN. m}$$

✓ **moment réduit :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{1,5} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1,19 \cdot 10^3}{100 \cdot 7^2 \cdot 14,2} = 0,017$$

$$\mu = 0,017 < \mu_1 = 0,186 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,017 \Rightarrow \beta = 0,906$$

✓ **Armatures fictives:**

$$A_{STf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1,19 * 10^3}{0,906 * 7 * 348} = 0,54 \text{ cm}^2$$

Avec:

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

✓ **Armatures réelles (en flexion composée) :**

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$A_{st} = 0,54 - \frac{2,77 * 10^3}{348 * 10^2} = 0,46 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0,46 \text{ cm}^2$$

**I.4.b) Les vérifications :**

**I.4.b.1) Vérification à l'ELU :**

**a) Condition de non fragilité du béton: [BAEL91/ Art 4.2.1] :**

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

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

✓ **Armatures principales :**

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 * b * d * f_{t28}}{f_e} \times \left[ \frac{e_s - (0,455 * d)}{e_s - (0,185 * d)} \right]$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,75}{2,05} = 0,37 \text{ m}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 * f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

D'où :

$$A_{\min} = \frac{0,23 * 100 * 7 * 2,1}{400} * \left[ \frac{37 - (0,455 * 7)}{37 - (0,185 * 7)} \right] = 0,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,8 \text{ cm}^2 > A_s = 0,46 \Rightarrow \text{La section n'est pas vérifiée.}$$

On remarque que  $A_s < A_{\min} \Rightarrow$  Donc le ferrailage se fera avec  $A_{\min}$

**Soit :  $A_s = 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ [cm}^2\text{]}$  avec un espacement de  $\text{St} = 25 \text{ [cm]}$**

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{adopté}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 4\text{HA}8=2.01 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8  $\Rightarrow A_r = 2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement Soit  $S_t = 25 \text{ cm}$

**b) Vérification de la contrainte de cisaillement : [Art A.5.2.1 / BAEL 91] :**

La fissuration est préjudiciable, donc on doit vérifier que :

$$\tau < \tau_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{V_u}{bd} \quad \text{avec : } V_u : \text{effort tranchant max à l'ELU.}$$

$$V_u = 1,5 * Q$$

$$\tau = \frac{1,5 * 10^3}{10^4 * 7} = 0,0214 \text{ MPa} < \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement  $\Rightarrow$  les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**c) Vérification de l'adhérence : [Art A6.1,3...BAEL]**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{avec :}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 * 2,1 = 3,15 \text{ MPa.} \quad \text{Avec } \Psi_s = \text{coefficient de scellement}$$

$$\Psi_s = 1,5 \text{ (Acier de haute adhérence)}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\sum u_i : \text{somme des périmètres utiles des barres. } \sum u_i = 4\pi\phi = 4 * 8 * 3,14 = 100,48 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} \quad \text{AVEC : } V_u = 1,5 * Q = 1,5 * 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 * 10^3}{0,9 * 70 * 100,48} = 0,237 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0,237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**d) Espacement des barres : [Art A.8.2.4 .2 / BAEL]**

- Armatures principales :  $S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$       **Soit**     $S_t = 25 \text{ cm}$
- Armatures de répartition :  $S_t \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$       **Soit**     $S_t = 25 \text{ cm}$

**e) Ancrages des barres verticales : [Art A.6.1,23...BAEL91]**

La longueur de scellement droit est :  $L_s$  telle que

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{8 * 400}{4 * 2,84} = 281,69 \text{ mm} \quad \text{soit:} \quad L_s = 30 \text{ cm}$$

**Avec :**  $\bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6 * 1,5^2 * 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$ .

**I.4.c) Calcul à L'ELS :**

L'acrotère est exposée aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme préjudiciables, on va vérifier les conditions suivantes

La contrainte dans les aciers  $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

La contrainte dans le béton  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

**I.4.c.1) Vérification de la contrainte de compression dans l'acier: [Art .A.4.5.23 BAEL]**

La fissuration est considérée comme étant préjudiciable, donc :

On doit vérifier :  $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

**Avec :**  $\eta = 1,6$  : coefficient de fissuration pour HA

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

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 * d * A_{st}}$$

**On a :**  $\rho_1 = \frac{100 * A_{st}}{b * d} = \frac{100 * 2,01}{100 * 7} = 0,287$

$$\rho_1 = 0,287 \Rightarrow \beta_1 = 0,9155 \Rightarrow K_1 = 44,17$$

**D'où :**  $\sigma_{st} = \frac{0,75 * 10^3}{0,9155 * 7 * 2,01} = 58,22 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée}$$

**I.4.c.2) vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

Pour une section rectangulaire (**b\*h**), acier **FeE400** soumise à une flexion simple, si la relation suivante est satisfaite alors il n'y aura pas lieu de vérifier  $\sigma_{bc}$ .

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K1} * \sigma_{st} = \frac{1}{44,17} * 58,22 = 1,32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,32 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ ..... Condition est vérifiée}$$

**I.4.d) Vérification de l'acrotère au séisme : [RPA 99.Art 6.2.3]**

Cette vérification concerne les éléments non structuraux. L'action des forces horizontales  $F_p$ , doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante  $Q$ .

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p \text{ ..... [RPA 99/V2003 Art 6.2.3]}$$

**Avec :**

**A :** Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du [RPA99] suivant la zone

Sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Dans notre cas, zone **IIa** et groupe **2**  $\Rightarrow A = 0,15$

**C<sub>p</sub> :** Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8

**Soit :**  $C_p = 0,8$

**W<sub>p</sub> :** Poids propre de l'acrotère

$$W_p = 2,05 \text{ KN/ml}$$

$$\text{D'où : } F_p = 4 * 0,15 * 0,8 * 2,05 = 0,984 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique, donc le ferrailage adopté reste convenable.

**Nota ;** dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, on refait les calculs avec la force  $F_p$

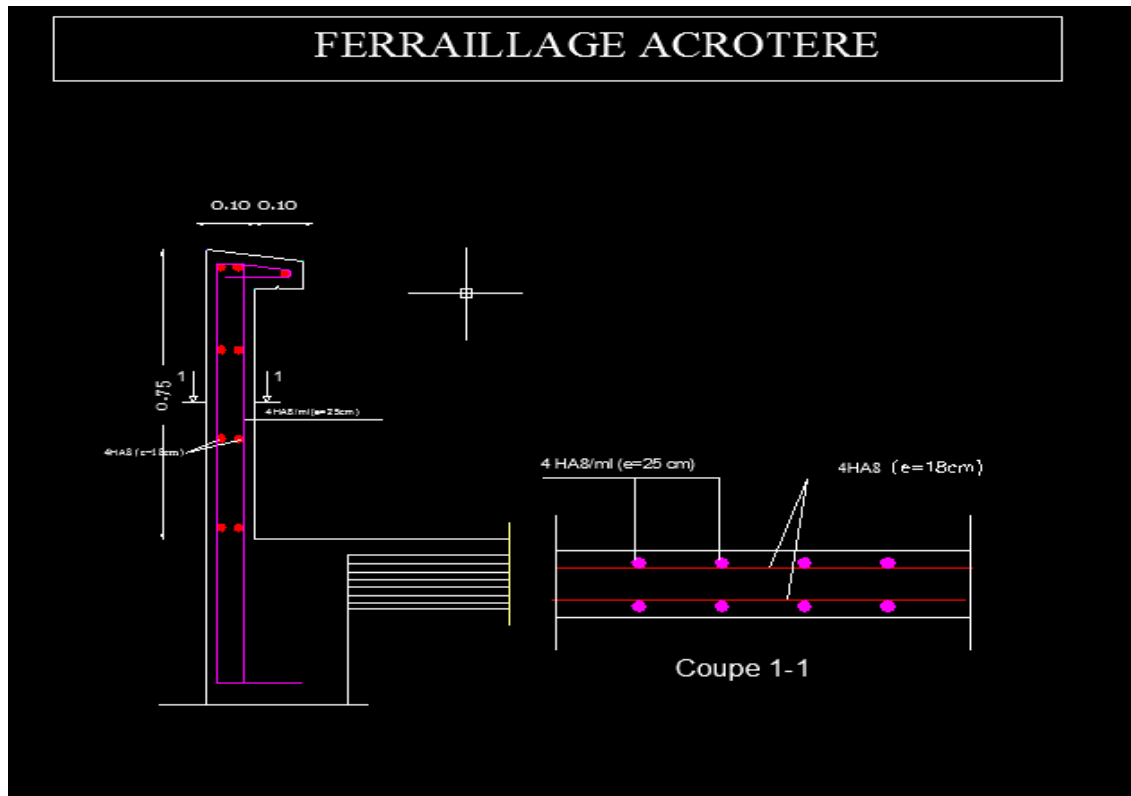
**Conclusion :**

Le ferrailage adopté à **L'ELU** est justifié à **L'ELS**.

Armatures principales ..... 5HA8=2,51cm<sup>2</sup> avec un espacement St=25cm.

Armatures de répartition ..... 4HA8=2.01cm<sup>2</sup> avec un espacement St=25cm

## FERRAILLAGE ACROTERE



### II) Calcul des Planchers

#### Introduction :

Tous les planchers de notre structure sont à corps creux d'épaisseur (**16 + 4**), avec une dalle de compression de **4 cm**, sauf pour les balcons, et le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur), ainsi que la dalle couvrant celui-ci ou des dalles pleines seront prévus.

Le plancher en corps creux est constitué de ;

1. Nervures appelées poutrelles de section en **Té**.
2. Corps creux, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.
3. Une dalle de compression en béton de **4cm** d'épaisseur elle est armée d'un quadrillage d'armature ayant pour buts :
  - Limiter les risques de fissuration par retrait du béton ;
  - Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites (charges concentrée) ;
  - Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges, localisée notamment celles correspondant aux charges

### II.1) Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de "4 cm" d'épaisseur, armée d'un treillis soudé de nuance (TS 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures ( $A_{\perp}$ ) perpendiculaires aux nervures (poutrelles)
- 33 cm pour les armatures ( $A_{//}$ ) parallèles aux nervures (poutrelles)

#### II.1.a) Calcul des armatures :

##### ➤ Armatures $\perp$ aux nervures :

$$A_{\perp} = \frac{4 * L}{f_e} = \frac{4 * 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 / mL$$

Avec : L : Entre axe des poutrelles (50 cm  $\leq$  L  $\leq$  80 cm)

Soit :  $A_{\perp} = 5 T4 = 0,63 \text{ cm}^2 / mL$

Espacement : e = 20 cm

##### ➤ Armatures // aux nervures :

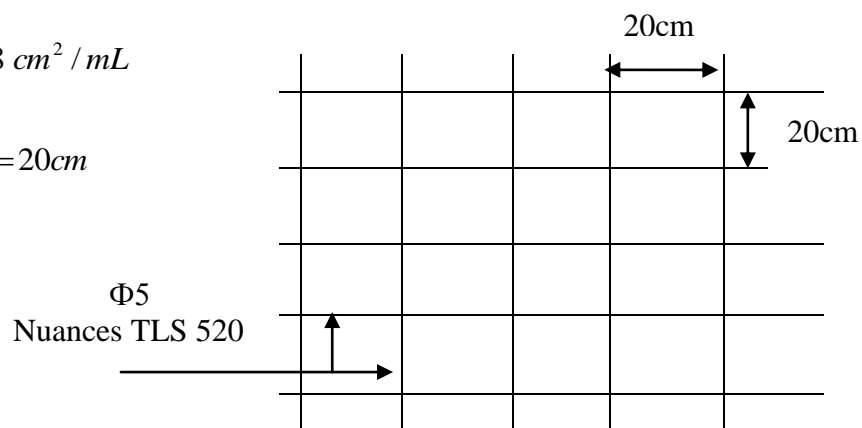
$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,315 \text{ cm}^2 / mL$$

Soit :  $A_{//} = 4T4 = 0,52 \text{ cm}^2 / mL$  ; e = 25 cm

D'après les diamètres disponibles sur le marché on adopte pour :

$$A_{//} = A_{\perp} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2 / mL$$

$$\text{Espacement : } e = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$



Treillis soudé (20\*20)

### II.2) Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes à savoir avant et après coulage de la dalle de compression.

**II.2.a) Disposition des poutrelles :**

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

➤ **Critère de la petite portée :**

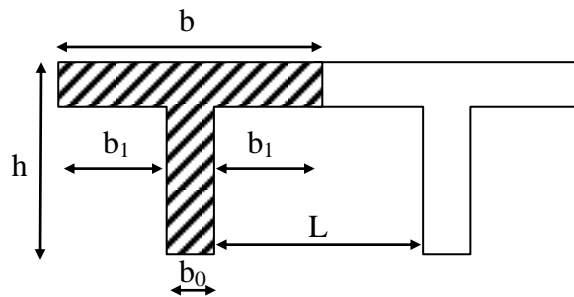
Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

➤ **Critère de la continuité :**

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombres d'appuis.

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en **Té**, les règles **BAEL91** préconise que la largeur  $b_1$  de la dalle de compression a prendre en compte dans chaque cotes d'une nervure, est limité par la plus faible des valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{l-b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L_1}{10} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{2} \end{array} \right.$$



**L**: Distance entre deux poutrelles

**L<sub>1</sub>**: distance de la portée de la poutre

**b**: largeur de la dalle de compression

**b<sub>0</sub>**: largeur de la nervure (**b<sub>0</sub>=12cm**)

**h<sub>0</sub>**: épaisseur de la dalle de compression

**II.2.b) 1<sup>ère</sup> étape : Avant coulage de la dalle de compression :**

Avant coulage la dalle de compression, les poutrelles sont considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités (**Fig. III 2.2.2**).

Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de la main d'œuvre.

**II.2.b.1) Calcul a l'ELU :**

❖ **Charges permanentes :**

Poids propre de la poutrelle :  $G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12$  [KN/ml].

Poids du corps creux :  $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,6175$  [KN/ml].

$$G_T = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,6175 = 0,7375 \approx 0,74$$
 [KN/ml]

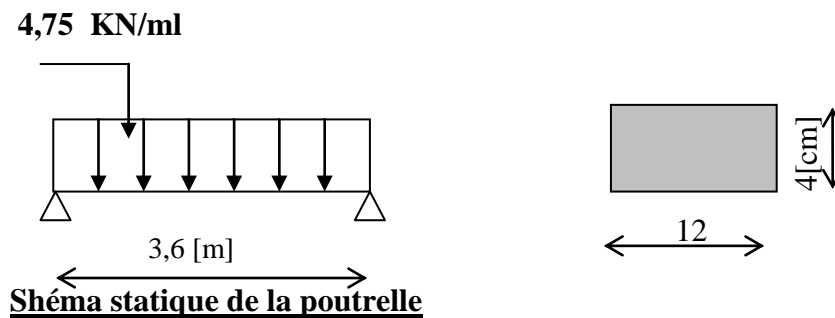
❖ **Surcharge d'exploitation :**

La surcharge de la main d'œuvre :  $Q = 2,50$  [KN/ml].

On fait le calcul pour la travée la plus longue

$$L = 360 - 30 = 330$$
 [cm]

$$q_u = 1,35 * G + 1,5 * Q = 1,35 * (0,74) + 1,5 * (2,5) = 4,75 \text{ [KN/ml]}$$



### II.2.b.2) Ferrailage à ELU :

#### 1. Moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u * l^2}{8} = \frac{4,75 * (3,60)^2}{8} = 6,47 \text{ KN.m}$$

#### 2. Effort tranchant sur appuis :

$$V_u = \frac{q_u * l}{2} = \frac{4,75 * 3,6}{2} = 7,84 \text{ KN}$$

#### 3. Calcul des armatures :

soit l'enrobage :  $c=2\text{cm}$   $\longrightarrow$  la hauteur utile  $d = h - c = 4 - 2 = 2\text{cm}$

$$f_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 * 25}{1,5} = 14,167 = 14,2 \text{ MPA}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{7,84 * 10^3}{12 * 2^2 * 14,2} = 11,50 > 0,392 \Rightarrow S.D.A$$

Comme la section de la poutrelle est très réduite on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression

#### 4. )La détermination de la distance entre étais :

$$\mu_u = \frac{q * L^2 / 8}{b * d^2 * f_{bu}} \leq 0,392 \longrightarrow L \leq \sqrt{\frac{8 * 0,392 * b * d^2 * f_{bu}}{q}}$$

Donc :  $L \geq 67,08 \text{ cm} \dots$  on a  $80 \leq L \leq 120$  donc on prend **L= 90 cm**

### II.2.c) 2<sup>ème</sup> étape : Apres coulage :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considéré continue sur plusieurs appuis. Les appuis de rives sont considérés comme partiellement encastres et les appuis intermédiaires comme appuis simple. La poutre travaille en flexion simple sous la charge de  $q_u$ .

La section de la poutre est considérée comme une section en T de dimensions suivantes ... [BAEL.art A.4.1.3]

### II.2.c.1) Détermination des dimensions de la section en T :

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

$$b = 2 * b_1 + b_0$$

$2 * b_1 =$  les débords

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

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

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

$$c = 2 \text{ cm} \quad (\text{enrobage})$$

$$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm} \quad (\text{hauteur utile})$$

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L_0}{2}; \frac{L}{10}; 8h_0 \right\}$$

$L_0$  : Distance entre deux poutrelles

$$L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

L: Largeur de la plus grande travée

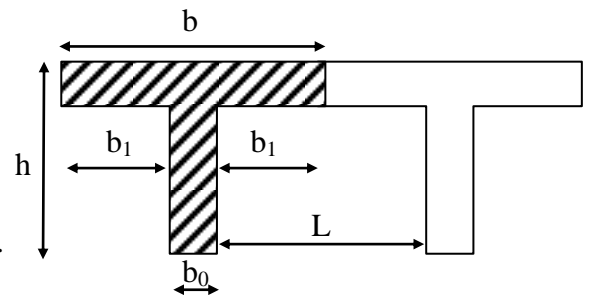
**Avec :**

L : distance entre faces voisines de deux nervures.

$L_1, L_2$  : distance de la portée des poutres.

$$\text{D'où: } b_1 \leq \min \left\{ 26,5 ; 32,5 ; 32 \right\} \Rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

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



**Fig.III.5) Dimensionnement de la poutrelle**

#### 1. Charges et surcharges :

Nous considérons pour nos calculs le plancher qui présente le cas le plus défavorable le plus chargé .dans notre cas les planchers d'étage courant

#### 2. Plancher d'étage courant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poids du plancher : } G = 5,84 * 0,65 = 3,80 \text{ KN/ml} \\ \text{Surcharge d'exploitation : } Q = 1,50 * 0,65 = 0,98 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

#### 3. Combinaison d'actions

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{L'ELU : } q_u = 1,35 * G + 1,5 * Q = 6,60 \text{ [KN/ml]} \\ \text{L'ELS : } q_s = G + Q = 4,80 \text{ [KN/ml]} \end{array} \right.$$

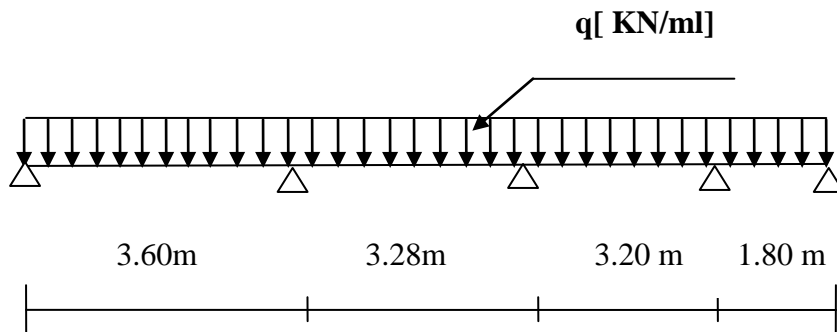


Schéma statique de la poutrelle

#### 4. ) Calculs des moments et des efforts tranchants :

On a deux méthodes pour ce calcul :

- ✓ méthode forfaitaire
- ✓ la méthode des trois moments

#### II.2.d ) Choix de la méthode :

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

- ✓ Méthode forfaitaire
- ✓ Méthode de Caquot
- ✓ Méthode des trois moments

#### II.2.d.1) méthode forfaitaire :

- ✓ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

$$\left\{ \begin{array}{ll} Q < 2G & \text{on a } Q = 2,50 \text{ KN/ml} < 2 * 3,8 = 7,6 \text{ KN/ml} \\ Q \leq 5 \text{ KN} & \text{et } Q = 2,5 \text{ KN} < 5 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.
- La fissuration est non préjudiciable **Condition vérifiée**
- Les portées libres successives sont dans un rapport compris entre **0,8** et **1,25**

$$\left. \begin{array}{l} \frac{3,60}{3,28} = 1,09 \\ \frac{3,28}{3,20} = 1,025 \\ \frac{3,20}{1,80} = 1,77 \end{array} \right\} \quad 0,8 < \frac{L_{i1}}{L_{i+1}} < 1,25 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

La méthode forfaitaire n'est pas applicable pour nos calculs donc le calcul se fera avec la méthode des trois moments.

**NOTA :** aussi les conditions d'application de la méthode de caquot n'est pas vérifiées

$$\begin{cases} Q < 2G \\ Q < 5 KN \end{cases}$$

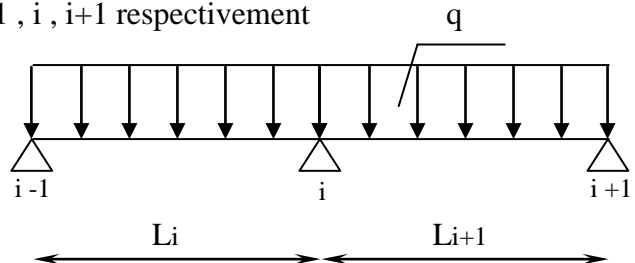
Donc on va utiliser la méthode des **03** moments.

**II.2.d.2) méthode des trois moments :**

✓ **Moment aux appuis :**

$$M_{i-1}L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}L_{i+1} = -\left(\frac{q_i L_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} L_{i+1}^3}{4}\right)$$

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



✓ **Moment en travées :**

$$M(X) = \mu(X) + M_i \left(1 - \frac{X}{L_i}\right) + M_{i+1} \frac{X}{L_i} \rightarrow \text{Moment à l'abscisse } X \text{ de la travée (i+1)}$$

$$\mu(X) = \frac{qL_{i+1}}{2} \cdot X - \frac{q}{2} X^2$$

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

$M(X)$  prend la valeur maximale quand  $T(X) = 0$  c'est-à-dire

$L_i$  = portée de la travée à gauche de l'appui « i »

$L_{i+1}$  = portée de la travée à droite de l'appui « i »

$q_i$  = charge répartie à gauche de l'appui « i »

$q_{i+1}$  = charge répartie à droite de l'appui « i »

▪ **Efforts tranchants :**

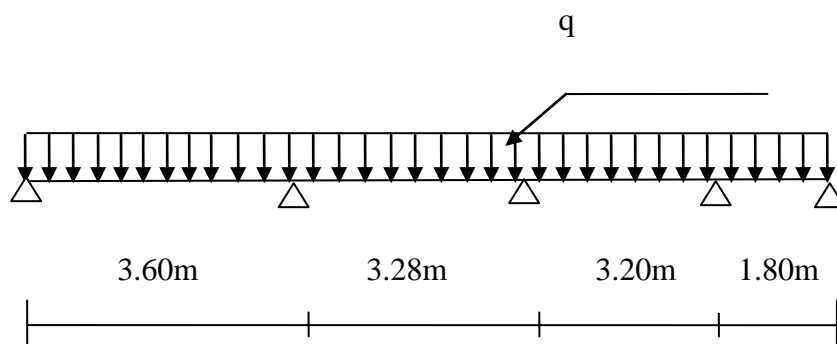
$$T(X) = \frac{d * M(X)}{d * X} = \frac{q * L_{i+1}}{2} - q * X + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

**Pour :**  $X = i \rightarrow T(i) = \frac{q * L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

**Pour :**  $X = i + 1 \rightarrow T(i + 1) = \frac{-q * L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

a) **Calcul à L'ELU & à l'ELS :**

a1) **Calcul des moments :**



➤ **Moments aux appuis :**

$$7,2M_1 + 3,6 * M_2 = -11,66 * q$$

$$3,6 * M_1 + 13,76 * M_2 + 3,28 * M_3 = -20,48 * q$$

$$3,28 * M_2 + 12,96 * M_3 + 3,2 * M_4 = -17,01 * q$$

$$3,2 * M_3 + 10 * M_4 + 1,8 * M_5 = -9,65 * q$$

$$1,8 * M_4 + 3,6 * M_5 = -1,46 * q$$

La résolution du système nous donne :

$$M_1 = -1,13 * q$$

$$M_2 = -0,98 * q$$

$$M_3 = -0,9 * q$$

$$M_4 = -0,67 * q$$

$$M_5 = -0,07 * q$$

**Tableau .1) : les moments aux appuis .**

| appuis | ELU<br>[ $q_u=6,6$ KN/ml] | ELS<br>[ $q_s=4,8$ KN/ml] |
|--------|---------------------------|---------------------------|
| 1      | -7,46                     | -5,42                     |
| 2      | -6,47                     | -4,70                     |
| 3      | -5,94                     | -4,32                     |
| 4      | -4,42                     | -3,22                     |
| 5      | -0,46                     | -0,34                     |

➤ **Les moments en travées :**

On applique les formules précédentes pour toutes les travées :

**Tableau .2) : moments en travées.**

| travée | ELU  |                 |          | ELS   |                 |         |
|--------|------|-----------------|----------|-------|-----------------|---------|
|        | X[m] | $\mu(X)$ [KN.m] | M [KN.m] | X [m] | $\mu(X)$ [KN.m] | M(KN.m) |
| 1-2    | 1,84 | 10,69           | 3,74     | 1,84  | 7,77            | 2,72    |
| 2-3    | 1,66 | 8,87            | 2,67     | 1,66  | 6,45            | 1,94    |
| 3-4    | 1,67 | 8,43            | 3,8      | 1,67  | 6,13            | 2,38    |
| 4-5    | 1,23 | 2,31            | 0,60     | 1,23  | 1,68            | 0,43    |

La méthode des trois moments surestime les moments sur appuis à l'encontre de ceux en travées, pour cela on réduit les moments sur appui de  $1/3$  des valeurs trouvées ainsi qu'on augmente les moments en travée de  $1/3$  des valeurs trouvées, de plus on considère un semi encastrement aux niveau des appuis de rive.

On aura donc :

➤ **Moments corrigés :**

On aura donc :

**Tableau.3): les moments corrigés aux appuis**

| appuis | ELU   | ELS   |
|--------|-------|-------|
| 1      | -4,97 | -3,61 |
| 2      | -4,31 | -3,13 |
| 3      | -3,96 | -2,88 |
| 4      | -2,95 | -2,15 |
| 5      | -0,31 | -0,23 |

Tableau.4) :les moments corrigés en travées

| travée | ELU  | ELS  |
|--------|------|------|
| 1-2    | 4,98 | 3,63 |
| 2-3    | 3,56 | 2,59 |
| 3-4    | 4,37 | 3,17 |
| 4-5    | 0,80 | 0,57 |

a2) Efforts tranchants :

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

$$\theta(x) : \text{Effort tranchant isostatique } \theta(x) = \frac{q \cdot L_i}{2} - q \cdot x$$

Tableau .5) :les efforts tranchants

| travée | ELU   |         | ELS  |        |
|--------|-------|---------|------|--------|
|        | Te    | Tw      | Te   | Tw     |
| 1-2    | 12,06 | -11.69  | 8.77 | - 8.50 |
| 2-3    | 10.92 | -10.72  | 7.98 | -7.82  |
| 3-4    | 10,88 | - 10.24 | 7.91 | -7.45  |
| 4-5    | 7,41  | -4,2    | 5,39 | -3,25  |

diagrammes des efforts tranchants et les moments fléchissant :

✓ A l'ELU :

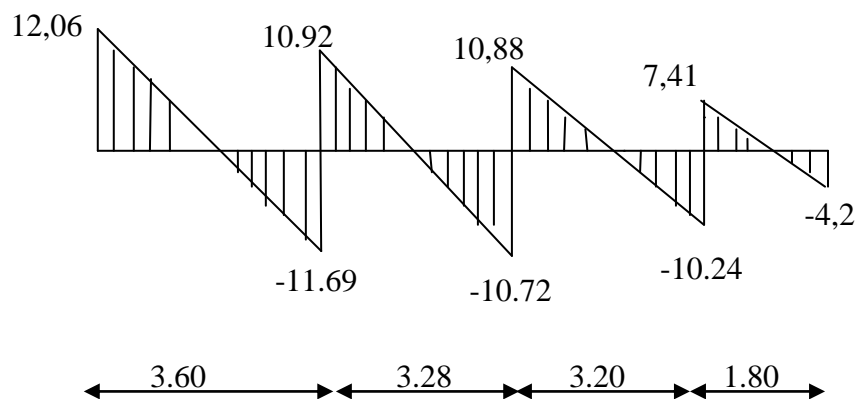


Fig.2) : Le diagramme des efforts tranchants a l'ELU

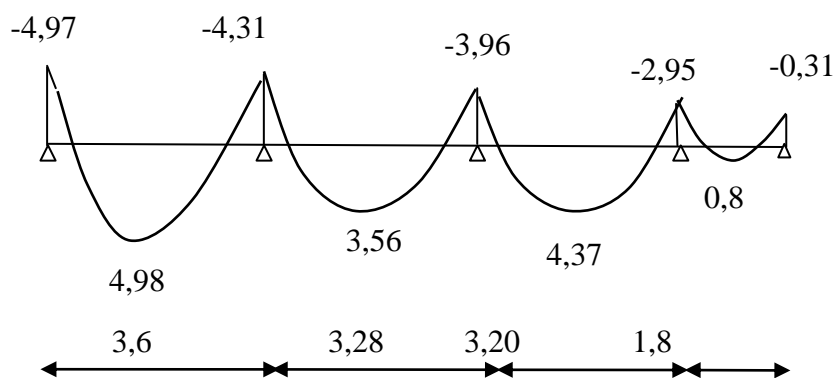


Fig.3) : Le diagramme des moments fléchissant a l'ELU

✓ A l'ELS :

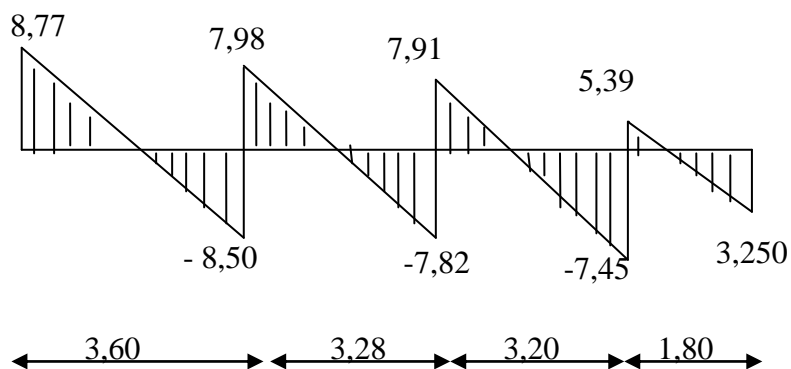


Fig.4) : Le diagramme des efforts tranchants a l'ELS

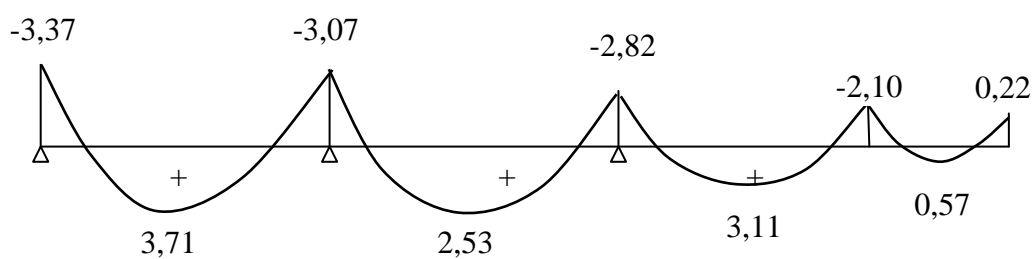


Fig.5) : Le diagramme des moments fléchissant a l'ELS

a<sub>3</sub>) Calcul des armatures :

## ➤ Armatures longitudinales :

## ✓ En travées :

Le moment maximal en travée :

$$M_{\max}^t = 4,89 \text{ KN.m} \quad M_{\max}^A = 4,89 \text{ KN}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M = b * h_0 * \left( d - \frac{h_0}{2} \right) * f_{bu} = 0,65 * 0,04 * (0,18 - 0,04 / 2) * 14,2 * 10^3$$

$$M = 59,07 \text{ KN.m}$$

 $M_{\max}^t < M \Rightarrow$  L'axe neutre est dans la table de compression
Le calcul se fera pour une section rectangulaire (**b, h**)

$$\mu = \frac{M_{\max}^t}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{4,98 * 10^3}{65 * (18)^2 * 14,2} = 0,016$$

$$\mu = 0,016 < 0,186 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,016 \rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta * d * (f_e / \delta_s)} = \frac{4,98 * 10^3}{0,992 * 18 * 348} = 0,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0,80 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2.$$

## ✓ Aux appuis :

Le moment maximal aux appuis

$$M_a^{\max} = 4,97 \text{ KN.m}$$

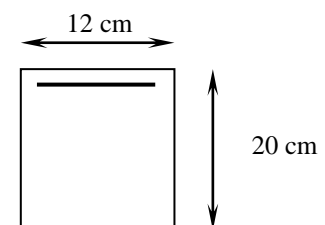
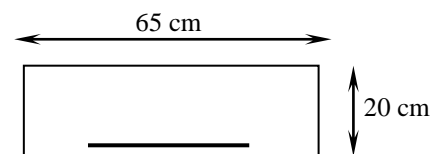
Puisque le béton tendu est négligé, on fait le calcul pour une section rectangulaire (**b<sub>0</sub> × h**)

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 * d^2 * f_{bc}} = \frac{4,97 * 10^3}{12 * (18)^2 * 14,2} = 0,09 < 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,09 \rightarrow \beta = 0,953$$

$$A^a = \frac{M_a^{\max}}{\beta * d * \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{4,97 * 10^3}{0,953 * 18 * 348} = 0,83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 1\text{HA}12 = 1,13 \text{ cm}^2$$



➤ **Armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par : ..... [BAEL. Art .A.7.2.1]

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_\ell^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1.2 \right\} = 0,57 \text{ cm}$$

$\Phi_\ell^{\max}$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales

On choisi un cadre Ø8

avec :  $A_t = 2\Phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$

➤ **L'espace entre cadre :**

$$St_1 \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 18; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$$St_2 \leq \frac{A_t * f_e}{0,4 * b_0} = \frac{0,56 * 400}{0,4 * 12} = 46,7 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(S_{t_1}, S_{t_2}) = 16,2 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 16 \text{ cm}$

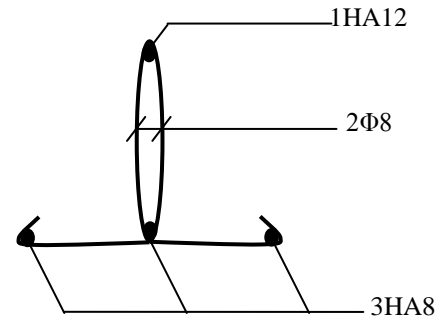


Fig.III.6): Plan de ferrailage

**b) Vérification à l'ELU :**

➤ **Vérification de la condition de non fragilité [BAEL91/Art4.2] :**

On doit vérifiée que  $A \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0,23 * b_0 * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 12 * 18 * \frac{2,1}{400} = 0,261 \text{ cm}$$

- **En travée:**  $A_t = 1,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  **Condition vérifiée**
- **Aux appuis:**  $A_a = 1,13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  **Condition vérifiée**

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement [Art .5.211/BAEL91modifié 99] :**

$$T_{u \max} = 12,06 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b_0 * d} = \frac{12,06 * 10^3}{120 * 180} = 0,56 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau} = \min \left( \frac{0,51 * f_{c28}^{2/3}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,90 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,56 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,90 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :**

[Art .5.211/BAEL91modifié 99]

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s * f_{t28}$$

$$\psi_s = 1,5 \quad \text{pour les hautes adhérences}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 * 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

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

Avec :  $U_i$  : périmètre utile de la barre

$$U_i = n\pi\phi = 3 * \pi * 0,8 = 7,54 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{12,06 * 10^3}{0,9 * 180 * 75,4} = 0,99 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,99 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

➤ **La longueur de sellement :**

Elle correspond à la longueur d'aciers nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisée .

$$L_s = \frac{\phi * f_e}{4 * \tau_{su}} \quad \text{Avec} \quad \tau_{su} = 0,6 * \psi^2 * f_{t28} = 2,83 \text{ MPa}$$

**Pour :**  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  et Fe400

$$L_s = \frac{0,8 * 400}{4 * 2,83} = 28,27 \text{ cm}$$

Les règles de [BAEL91 art.A6.1] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée hors crochet est au moins égale à  $0,4 * L_s$  pour les aciers **HA**.

$$L_c = 0,4 * L_s = 0,4 * 28,27 = 11,31 \text{ cm}$$

**Avec :**  $L_c$  : Longueur hors crochets normaux adoptés.

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

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

On doit vérifier que :

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * \left( T_u^{\max} + \frac{M_a^{\max}}{0,9 * d} \right)$$

$$A \geq \frac{1,15}{400 * 10^{-1}} \left( 12,06 + \frac{-4,97}{0,9 * 0,18} \right) = -0,54 \text{ cm}^2 < 0 \quad \text{donc les armatures calculées sont suffisantes .}$$

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

$$T_{\max} \leq 0,4 * \left( \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) a * b_o \quad \text{avec } (a=0,9*d=0,9*18= 16,2\text{cm})$$

$$0,4 * \left( \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) a * b_o = 0,4 * \left( \frac{25 \times 10^{-3}}{1,5} \right) 16,2 * 12 * 10^2 = 129,6 \text{KN}$$

$$T_{\max} = 12,06 \text{KN} < 129,6 \text{KN} \quad \dots\dots\dots \quad \text{Condition vérifiée}$$

### c) Vérification à L'ELS :

Les vérifications à faire sont :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite de déformation.

#### ➤ Etat limite de compression du béton :

##### • Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 * A^a}{b_o * d} = \frac{100 * 1,13}{12 * 18} = 0,523 \Rightarrow \{\beta_1 = 0,891, *k_1 = 31,11\}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{Ser}}{\beta_1 * d * A_a} = \frac{3,61 * 10^3}{0,891 * 18 * 1,13} = 199,2 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{199,2}{31,11} = 6,40 \text{MPa} < f_{bu} = 14,2 \text{MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

##### • en travées :

$$\rho_1 = \frac{100 * A_{st}}{b_o * d} = \frac{100 * 1,51}{12 * 18} = 0,67 \Rightarrow \{\beta_1 = 0,840; K_1 = 16,25\}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{t \max}^{Ser}}{\beta_1 * d * A_t} = \frac{3,63 * 10^3}{0,840 * 18 * 1,51} = 159,00 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{159,00}{16,25} = 9,78 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{la Condition vérifiée}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures** : aucune vérification à faire (fissuration est préjudiciable).

➤ **Etat limite de déformation : [2] [Art.6.8.424 page 172]**

Cet état se justifie par un calcul à la flèche, toute fois il n'est pas indispensable de procéder à ce calcul si toutes les conditions suivantes sont vérifiées :

- 1)  $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$       Avec :  $h_t = 20\text{cm}$  ;  $l = 3,60\text{m}$
- 2)  $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t^s}{10 * M_0}$  ..... Avec :  $M_0 = \frac{q_s * L^2}{8}$
- 3)  $\frac{A}{b_0} * d \leq \frac{4,2}{f_e}$       Avec :      A : section d'armature en travée.

La première condition n'est pas vérifiée :

$$\left(\frac{h}{L} = 0,0555 < \frac{1}{16} = 0,0625\right) \Rightarrow \text{(Faire un calcul à la flèche)}$$

➤ **Le calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_{t \max}^{ser} * L^2}{10 * E_v * I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$\bar{f}$  : La flèche admissible

$E_v$  : module de déformation différée [ $E_v$  : **10818 ,865MPa**]

$$E_v = 3700 * \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 * \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

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

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

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée (**n=15**) par rapport au centre de gravité de la section.

$$I_0 = \frac{b_0 * (y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0) * h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + \left( y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 * A * (y_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{S}{B_0} \quad \text{Avec: } B_0 \text{ la section homogénéisée}$$

➤ **Calcul des paramètres : [Art. B6.5.2/ BAEL91]**

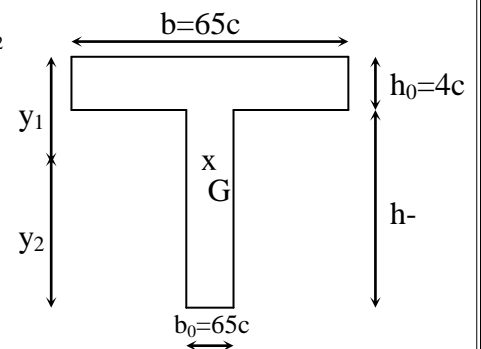
$$a) f_v = \frac{M_{t \max}^{ser} * l^2}{10 * E_v * I_{fv}}$$

$$b) f_i = \frac{M_{t \max}^{ser} * l^2}{10 * E_i * I_{fi}} < \frac{L}{500}$$

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n * A = b_0 * h + (b - b_0) * h_0 + 15 * A_t$$

$$B_0 = 12 * 20 + (65 - 12) * 4 + 15 * 1,51 = 474,70 \text{ cm}^2$$



Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à **xx** :

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

$$S/_{xx} = \frac{12 * 20^2}{2} + (65 - 12) * \frac{4^2}{2} + 15 * 1,51 * 18 = 3231,70 \text{ cm}^3$$

$$y_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3231,70}{474,70} = 6,8 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 6,8 = 13,2 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} * (6,8^3 + 13,2^3) + (65 - 12) * 4 \left[ \frac{4^2}{12} + (6,8 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 * 1,51 (13,2 - 2)^2$$

$$I_0 = 18466,00 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 * d} = \frac{1,51}{12 * 18} = 0,007 \longrightarrow \beta_1 = 0,945$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 * f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 * b_0}{b}\right) * \rho} = \frac{0,02 * 2,1}{\left(2 + \frac{3 * 12}{65}\right) * 0,007} = 2,35$$

La Contrainte dans les aciers tendus :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 * d * A_{st}} = \frac{3,63 * 10^3}{0,945 * 18 * 1,51} = 141,33 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{ 0,44 ; 0 \} = 0,44$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu} = \frac{1,1 * 18466,00}{1 + 2,35 * 0,44} = 9986,53 \text{ cm}^4$$

**D'ou la flèche**

$$f = \frac{M_t^s * L^2}{10 * E_v * I_{fv}}$$

$$f = \frac{3,63 * 10^6 * 3600^2}{10 * 10818,86 * 9986,53 * 10^4} = 4,35 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3600}{500} = 7,2$$

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

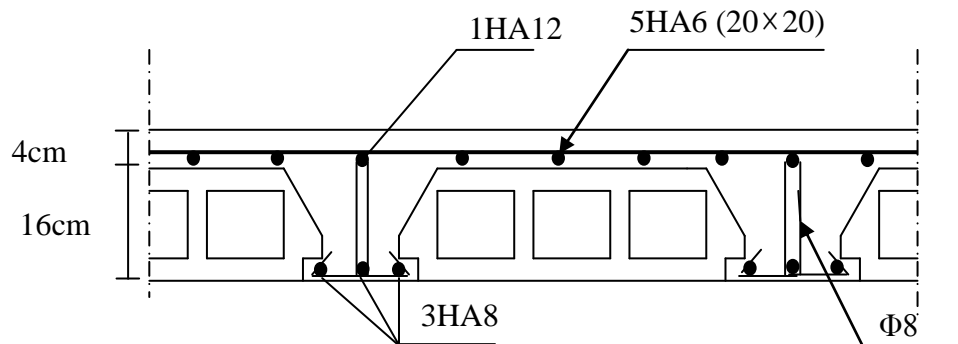


fig .III.7) :Plan de ferrailage du plancher

### III) Calcul des balcons

Le balcon se calcule comme un consol encastree au niveau de la poutre de rive du planché soumise a une charge horizontale «  $Q$  » due a la main courante qui engendre un moment «  $M_Q$  » dans la section d'encastrement

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de **1ml** , dont la section est assimilée a la flexion simple ,il est réalisé en dalle pleine .

#### III.1) Pré dimensionnement de la dalle pleine :

Le balcon est considéré comme une console encastree au niveau de la poutre de rive, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10} \quad \text{Avec } L : \text{ largeur du balcon.}$$

Le balcon est en briques, le poids de garde corps égale **1KN/ml**.

$$e_p \geq \frac{180}{10} = 18cm . \quad \text{On prend } e_p = 18cm$$

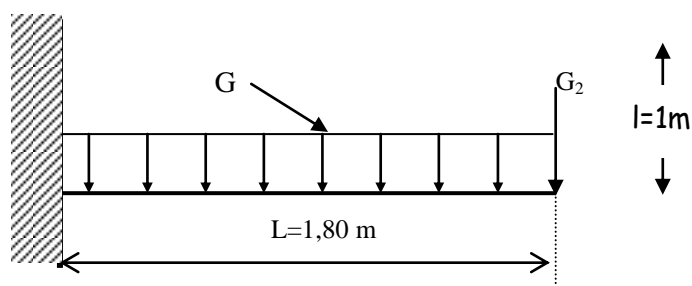


Fig. III .8) : Schéma statique

**III.2) Charge et surcharge du balcon :**♦ **Les charges permanentes :**

La charge de la dalle pleine est de :  $G_1=5,19 \text{ KN/ml}$  [voir le chapitre II]

La charge de garde de corps :

$G_2=$  poids de l'enduit ciment \*2 + poids de la brique creuse

Enduit ciment :  $0,40 * 2 = 0,80 \text{ KN/m}^2$

Maçonnerie :  $0,9 \text{ KN/m}^2$

$$G_2=1,70\text{KN/ml}$$

♦ **charge d'exploitation :**

Charge due à la main courante :  $Q=1 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation de la dalle pleine :  $Q = 3,5 \text{ KN/ml}$

**III.3 ) Calcul à l'état limite ultime :**

Le balcon travaille en flexion simple avec une bande de 1m de largeur.

**III.3.a) combinaison des charges :**• **Dalle pleine :**

$$q_{u1} = 1,35 G_1 + 1,5 Q_1 = 1,35 * 5,19 + 1,5 * 3,5 = 12,26 \text{ KN/ml}$$

• **garde corps :**

$$q_{u2} = 1,35 G_2 = 1,35 * 1,70 = 2,30 \text{ KN/ml}$$

**III.3.b) Momentes fléchissent :**

$$\text{Soit : } M_u = -\frac{q_{u1} * l^2}{2} - q_{u2} * l = -\frac{12,26 * 1,8^2}{2} - 2,30 * 1,8 = -24,00 \text{ KN.m}$$

Le signe (-) désigne que la fibre supérieure est tendue.

**III.3.c) effort tranchant:**

$$V_u = -q_{u1} * L - q_{u2}$$

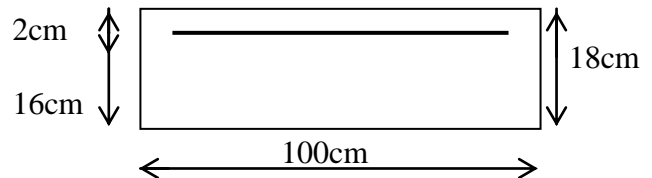
$$V_u = -12,26 * 1,80 - 2,30 = -24,37 \text{ KN}$$

**III.4) Calcul de Ferrailage :**

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

**III.4.a) Les armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{24,00 * 10^3}{100 * 16^2 * 14.2} = 0,066 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$



$$\mu = 0,066 \Rightarrow \beta = 0,966$$

$$A = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_{st}} = \frac{24,00 * 10^3}{0,966 * 16 * 348} = 4,46 \text{ cm}^2$$

On adopte 5HA12 = 5,65 cm<sup>2</sup> Avec : St = 25 cm

**III.4.b) Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On adopte 5HA8 = 2,51 cm<sup>2</sup> Avec : St = 25 cm

**III.5) Vérifications à l'ELU :****III.5.a) Vérification de la condition de non fragilité : [Art 4.21/BAEL 91]**

$$A_{\min} = \frac{0,23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 * 100 * 16 * 2,1}{400} = 1,93 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,93 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 5,65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**III.5.b) Vérification de la condition de l'adhérence des barres : [Art6.13/BAEL 91]**

$$V_u = 24,37 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 * d * \Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} \bar{\tau}_{se} = \psi_s * f_{t28} = 3,15 \text{ MPa} \\ \Sigma u_i = n \pi \phi = 5 * 3,14 * 1,2 = 18,84 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = \frac{24,37 * 10^3}{0,9 * 160 * 188,4} = 0,90 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**III.5.c) Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) [Art5.2.1/BAEL 91] :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u$$

**Avec :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,51 * f_{c28}^{2/3}}{\gamma_b} ; 4MPa \right\} = \min \{2,9; 4MPa\} = 2,9 \text{ MPa} \Rightarrow \text{(Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{24,37 * 10^3}{1000 * 160} = 0,15MPa < \bar{\tau}_u = 2,9MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**III.5.d) Vérification de l'écartement des barres :**➤ **Armatures principales :**

$$S_t < \min (3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm.}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Armatures secondaires:**

$$S_t < \min (4h ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm.}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**III.5.e) ancrages des barres aux appuis :**

$$\tau_{se} = 0,6 * \psi_s^2 * f_{t28} = 2,835MPa$$

$$L_s = \frac{\phi * f_e}{4 * \tau_{se}} = \frac{1,2 * 400}{4 * 2,835} = 42,33 > s_t = 20\text{cm} \Rightarrow \text{on prévoit des crochets.}$$

$$L_r = 0,4 * L_s = 0,4 * 42,33 = 17\text{cm}$$

**III.6) Calcul à l'ELS :****III.6.a) Combinaison de charge :**

✓ **La dalle :**  $q_s = Q + G$

$$q_s = (5,19 + 3,5) * 1 = 8,69 \text{ KN / ml}$$

✓ **Main courante :**

$$q_{s2} = 1 \text{ KN/m}$$

✓ **Garde du corps :**

$$q_{s1} = G_1 * 1\text{m} = 1,70 \text{ KN}$$

### III.6.b) Moment fléchissant

Le moment total agissant aura la valeur :

$$M_s = -\left(\frac{q_s * L^2}{2} + q_{s1} * L\right) = -\left(\frac{8,69 * 1,8^2}{2} + 1,70 * 1,80\right) = 17,14 \text{ KN m}$$

Le ferrailage adopté à l'ELU est vérifié.

### III.6.c) Vérification des contraintes :

➤ **béton :**

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

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :

-La section est rectangulaire.

-La nuance des aciers est **FEe400**.

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

Pour une section rectangulaire **b = 100 cm ; e = 20cm**, armée par des aciers de nuance **FeE 400** soit à vérifier  $\alpha$ .

$$\gamma = \frac{24,26}{17,14} = 1,41$$

$$\mu = 0,66 \Rightarrow \alpha = 0,0854 < \frac{1,41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,455 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le calcul de  $\sigma_{bc}$  n'est pas nécessaire.

➤ **dans les aciers :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e; \max\left(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}\right)\right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 * d * A}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{st} * 100}{d * b} = \frac{5,65 * 100}{16 * 100} = 0,353$$

$$\beta = 0,907$$

$$k_1 = 38,76$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 * d * A} = \frac{17,14 * 10^3}{0,907 * 16 * 5,65} = 209,04 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e; \max\left(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}\right)\right\} \quad \text{avec} \quad \eta = 1,6$$

$$\sigma_{st} = 209,04 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}. \Rightarrow \text{Condition n'est pas vérifiée}$$

➤ **Calcul des armatures a l'ELS :**

$$\mu = \frac{M_s}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{17,14 * 10^3}{100 * 16^2 * 14.2} = 0,047 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$$

$$\mu = 0,047 \Rightarrow \beta = 0,974$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{18.72 \times 10^3}{0.963 \times 16 \times 348} = 3.45 \text{ cm}^2$$

On adopte 5HA12= 5.65cm<sup>2</sup>

Avec : St = 100/4= 25cm

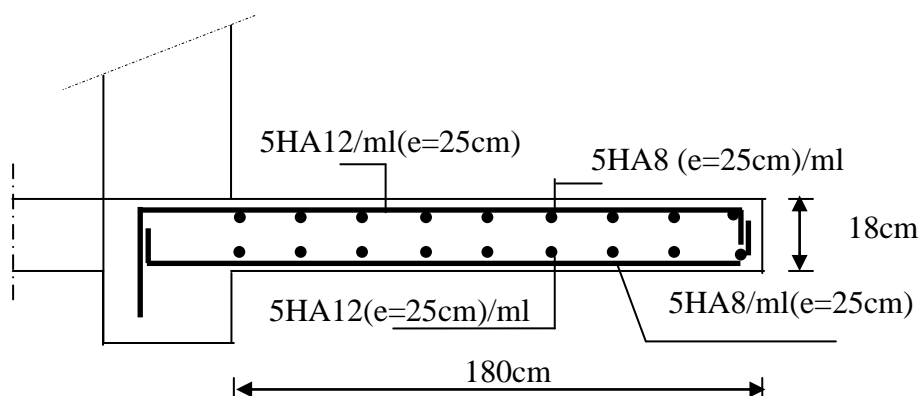


Fig.III.9) : Ferrailage du balcon

#### IV) Calcul des escaliers ;

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et palier) permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

Définition d'ordre fonctionnel et caractéristique géométriques

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la (fig.III.5).

- **La marche :** est la partie horizontale qui reçoit le pied ; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
- **La contre marche :** est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

- **La hauteur de la marche  $h$**  : est la différence de niveau entre deux marches successives ; valeurs courantes  $h = 13\text{ à }17\text{ cm}$ , jusqu'à  $22.5\text{ cm}$  pour les escaliers à usage technique ou privé.
- **Le giron** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; il y a une valeur constante, de  $28\text{ cm}$  au minimum. un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de **BLANDEL** qui est :  $2h + g = 59\text{ à }66$ .
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est la plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **L'embranchement** : représente la largeur de la marche.

**n** : nombre de contre marches.

**m** : nombre de marches

Notre ouvrage est doté d'une cage d'escalier, ses derniers sont droits, réalisés en béton armé coulés sur place.

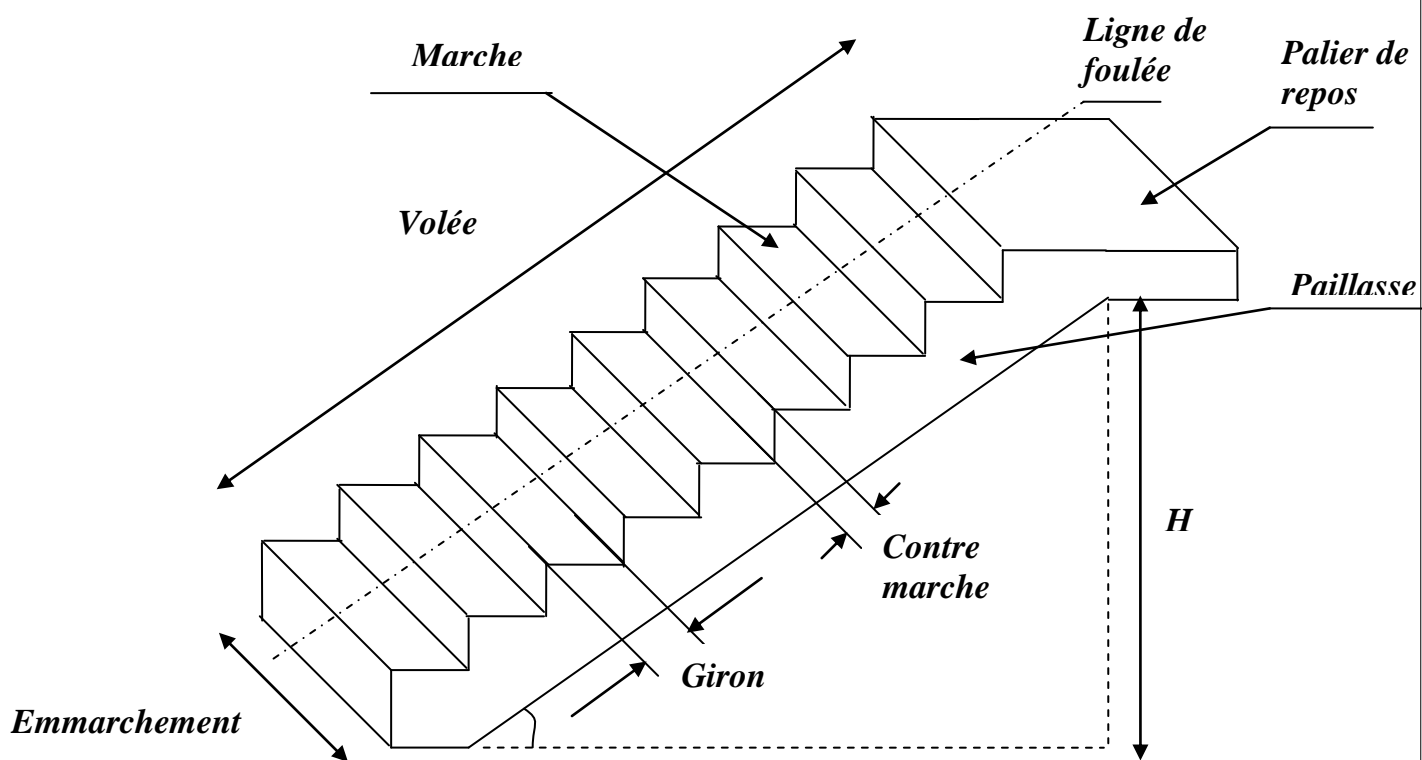


Fig. III.10) : Principaux termes relatifs à un escalier

### IV.1) Dimensionnement des escaliers :

#### 1) Application :

Pour la dimension des marches (**g**) et contre marches (**h**) on utilise généralement la formule de **BLONDEL** qui est la suivante :  $59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm}$

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

**g** : est le plus courant varie de **22** a **32** (**27** en moyenne)

✓ **Nombre de contre marches :**

on opte pour une hauteur de contre marche : **h = 17 cm.**

#### Etage courant et RDC :

- Nombre de contre marche :  $n = \frac{153}{17} = 9$
- Nombre de marche :  $m = n-1 = 9-1 = 8$  marches
- Emmarchement :  $E = 1.4\text{m}$

#### Calcul de giron :

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

La largeur du palier de repos : **L<sub>2</sub> = 1.50m**

La longueur de la ligne de foulée : **L<sub>m</sub> = g(n-1) = 2.40m**

$$\text{tg } \alpha = \frac{17}{30} = 0,566 \rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

#### Calcul de la longueur de la volée :

$$L_0 = \frac{L_m}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 29,54} = 2,85\text{m}$$

$$L = L_1 + L_0 + L_2 = 0,55 + 2,85 + 1,50 = 4,90 \text{ m}$$

✓ **Epaisseur de la pailasse :**

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

$$\frac{490}{30} \leq ep \leq \frac{490}{20} \Rightarrow 16,33 \leq ep \leq 24,50$$

On prend une épaisseur **ep = 20cm**

### IV.2) Détermination des charges de calcul :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de longueur considérant que l'escalier est horizontale d'une longueur totale  $L=0,55+2,40+1,50=4,45\text{m}$

On considère que l'escalier est semi encastrée a ses deux extrémité (ses deux appuis)

#### a) Charges permanentes :

##### Palier :

Poids propre de palier  $G=6,24 \text{ KN/m}^2$  [voir chapitre II]

##### Paillasse :

Poids propre de la paillasse  $G=9,845\text{KN/m}^2$  [voir chapitre II]

#### b) Charges d'exploitation :

Paillasse :  $Q_1= 2.5 \text{ KN/m}^2$

Palier :  $Q_2= 2.5 \text{ KN/m}^2$

### IV.3) calcul des efforts :

#### a) Combinaison de charges :

##### ➤ L'ELU :

Paillasse :  $q_{u1}=(1.35G+1.5 Q_1)\times 1= 17,04 \text{ KN/ml}$

Palier :  $q_{u2}=(1.35G+1.5 Q_2)\times 1= 12,174 \text{ KN/ml}$

**NOTA :** vu que notre 1<sup>er</sup> palier de repos n'a que **55cm** de longueur on adoptera le chargement affecté à la paillasse car il n'existe pas un palier de repos de **55cm**.

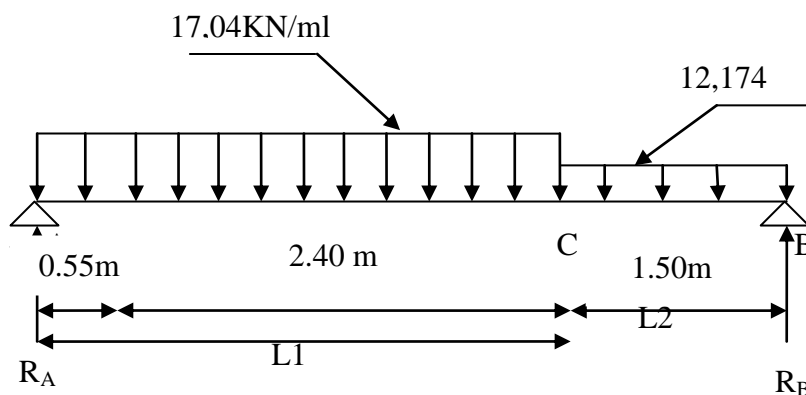


Fig.11) : schéma statique a l'ELU

**b) Calcul des réactions d'appuis**

$$\sum F / yy' = 0$$

$$R_A + R_B = q_{u1} * 2,95 + q_{u2} * 1,5 = 68,53 \text{ KN} .$$

$$R_A = 68,53 - R_B$$

$$\sum M / A = 0$$

$$q_{u1} \frac{L_1^2}{2} + q_{u2} L_2 \left( \frac{L_2}{2} + L_1 \right) - (L_1 + L_2) R_B = 0$$

$$17,04x \frac{2,95^2}{2} + 12,175x1,5 \left( \frac{1,5}{2} + 2,95 \right) = 4,45xR_B$$

$$R_B = 31,85 \text{ KN}$$

donc :

$$\begin{cases} R_A = 36,68 \text{ KN} \\ R_B = 31,85 \text{ KN} \end{cases}$$

**c) Calcul des efforts internes :**

➤ **Tronçon AC :  $0 \leq X \leq 2,95$**

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow N_x = 0$$

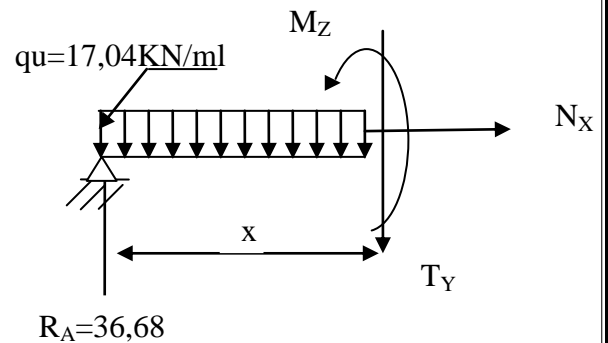
$$\sum F_y = 0 \Rightarrow T_y(x) = -17,04x + 36,68$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0 \Rightarrow T_y = 36,68 \text{ KN} \\ \text{Pour } x=2,95 \Rightarrow T_y = -13,59 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M / i = 0 \Rightarrow M_z(x) = -8,52x^2 + 36,68x$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0 \Rightarrow M_z = 0 \\ \text{Pour } x=2,95 \Rightarrow M_z = 34,10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

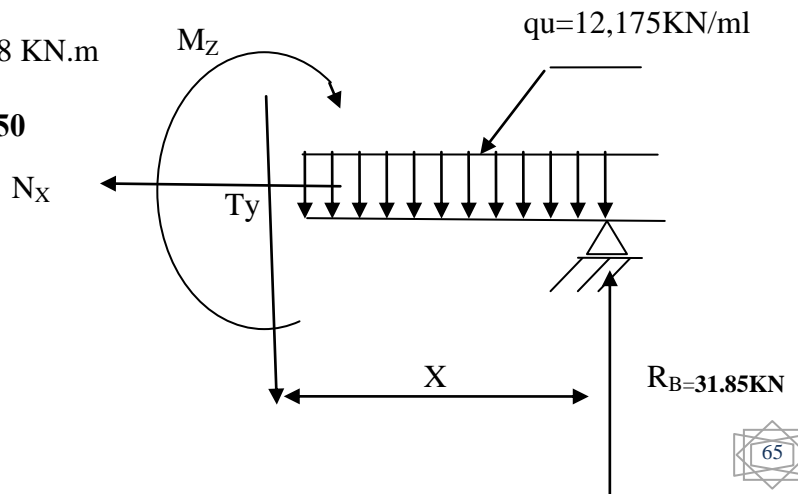
$$\text{Pour } x=2,15\text{m} \Rightarrow T_y(x)=0 \Rightarrow M_{\max} = 39,48 \text{ KN.m}$$



➤ **Tronçon BC:  $0 \leq X \leq 1,50$**

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow N_x = 0$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow T_y(x) = 12,175x - 31,85$$



$$\begin{cases} \text{Pour } x=0 \Rightarrow T_Y = -31,85 \text{ KN} \\ \text{Pour } x=1.50 \Rightarrow T_Y = -13,59 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0 \Rightarrow M_Z = 0 \\ \text{Pour } x=1.50 \Rightarrow M_Z = 34,10 \text{ KN.} \end{cases}$$

**Remarque :**

Pour tenir compte des encastremets partiels aux extrémités, on opte une correction a l'aide des coefficients réducteurs pour le moments  $M_{u_{max}}$  aux appuis et en travées  $M_{t_{max}}$

✓ **Moment aux appuis :**

$$M_{ua} = -0.3 \times M_{u_{max}} = -0.3 (39,48) = -11,84 \text{ KN.m}$$

✓ **Moment en travées :**

$$M_{UT} = 0.85 \times M_{u_{max}} = 0.85 (39,48) = 33,56 \text{ KN.}$$

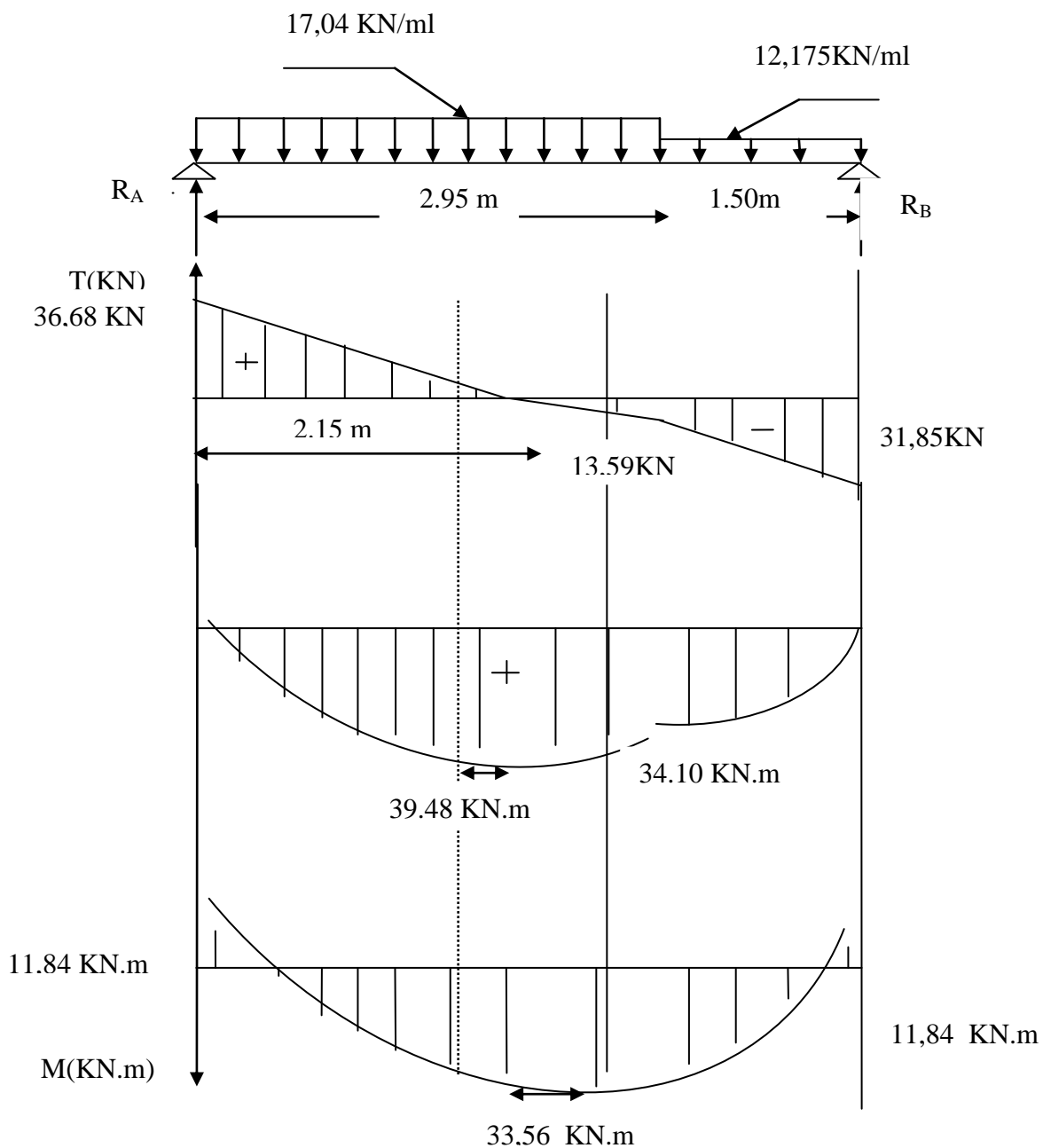


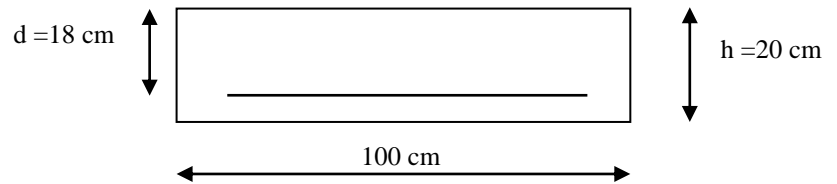
Fig.5) :Diagramme des efforts internes a l'ELU

## IV.3) Calcul des armatures :

On calcul une section rectangulaire en flexion simple dont les caractéristiques géométriques sont :  
**b=100cm ; c=2cm ; d=18cm**

## ❖ Aux appuis

$$M_A = M_B = Mu = -11,84 \text{ KN.m}$$



## a) Armatures principales :

$$\mu = \frac{M^A_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{11,84}{1 * 0,18^2 * 14,2 * 10^3} = 0,026 \leq 0,186 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,026 \Rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_a = \frac{M^A_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11,84 * 10}{0,987 * 0,18 * 348} = 1,91 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10/ml=3.93 cm<sup>2</sup>** avec un espacement **St =20cm**

## b) Armatures de répartitions :

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

Soit : **5HA8=2.51cm<sup>2</sup>** avec un espacement **St =20cm**

## ❖ En travée :

$$M_t = 33,56 \text{ KN.m}$$

## a) Armatures principales :

$$\mu = \frac{M^t_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{33,56}{1 * 0,18^2 * 14,2 * 10^3} = 0,074 \leq 0,186 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,074 \Rightarrow \beta = 0,962$$

$$A_t = \frac{M^t_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{33,56 * 10}{0,962 * 0,18 * 348} = 5,57 \text{ cm}^2$$

Fig. III.3.4) : Section de l'escalier

Soit :  $5HA12=5,65\text{cm}^2$  avec un espacement  $St = 20\text{cm}$

**b) Armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit :  $5HA8/\text{ml} = 2.51 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $St = 20\text{cm}$

**IV.4) Vérification à L'ELU :**

**IV.4.a) Vérification du non fragilité du béton : [art A4.2, 1/BAEL91modifie 99] :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > 2,17 \text{ cm}^2 \\ A_a = 3,93 \text{ cm}^2 > 2,17 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

**IV.4.b) Répartition des barres [art A8.2,41/BAEL91modifie 99] :**

✓ **Armatures principales :**

$$St < \min(3h ; 33) = \min(60 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$St = 20\text{cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Armatures de répartitions :**

$$St < \min(4h ; 45) = \min(80 ; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$St = 20\text{cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**IV.4.c) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis:**

**[art A4.2,1/BAEL91modifie 99]**

✓ **Influence sur le béton :**

On doit vérifier que :

$$T = \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } a = 0,9d$$

$$T = \frac{0,4 * 25 * 10^3 * 0,9 * 0,18 * 1}{1,5} = 1080 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 36,68 \text{ KN} < 1080 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Influence sur les armatures**

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{1,15 \left( T_{\max} + \frac{M_a}{0,9d} \right)}{f_e} \quad \text{Avec :} \quad M_a = -11,84 \text{ KN.m}$$

$$\frac{1,15}{f_e} \times \left( T_{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left( 36,68 + \frac{(-11,84)}{0,9 \times 0,18} \right) = -0,105 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,93 \text{ cm}^2 > -0,105 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**IV.4.d) Vérification de la contrainte d'adhérence aciers béton :**

[ art A.6.1,3/BAEL91modifie 99] :

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 * d * \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s * f_{t28} = 1,5 * 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$T_{\max} = 36,68 \text{ KN}$$

$$\sum U_i = n * \pi * \phi = 5 * \pi * 1,2 = 18,84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{36,68 * 10^3}{0,9 * 18 * 18,84 * 10^2} = 1,20 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**IV.4.e) Longueur de scellement droit [BEAL 91 Art A-6-1-2-3] :**

$$L_s = \frac{\phi_{travée} f_e}{4 * \tau_{su}} = \frac{1,2 * 400}{4 * 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{sc} = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 0,6 * 1,5^2 * 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

On remarque que **L<sub>s</sub>** dépasse la hauteur de la poutre , donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement **0,4L<sub>s</sub>**

$$0,4L_s = 0,4 * 42,33 = 16,93 \text{ cm}$$

**IV.4.f) Longueur d'ancrage mesuré hors crochets :**

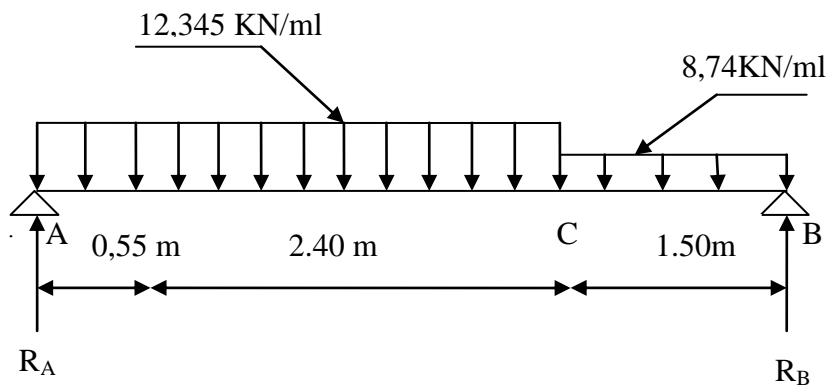
[BEAL 91 Art A5 .2,2] :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b * d} < \bar{\tau}_u$$

Avec : **T<sub>u</sub>** : effort tranchant maximal = **36,68KN****Fissuration peu nuisible**

$$\bar{\tau}_u = 0,07 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 * 25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{36,68 * 10^{-3}}{1 * 0,18} = 0,20 \text{ MPa} < 1,167 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**IV.5) vérification à l'ELS :****IV.5.a) Combinaison de charges :****Paillasse :**  $q_{s1} = (G + Q_1) \times 1 = (9,845 + 2.5) \times 1 = 12,345 \text{ KN/ml}$ **Palier :**  $q_{s2} = (G + Q_2) \times 1 = (6,24 + 2.5) \times 1 = 8,74 \text{ KN/ml}$ **Fig.III.12) : schéma statique à l'ELS****IV.5.b) Calcul des réactions d'appuis :**

$$\sum F / yy' = 0$$

$$R_A + R_B = q_{s1} \times 2,95 + q_{s2} \times 1,50 = 12,345 \times 2,95 + 8,74 \times 1,50$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 49,53 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A = 49,53 - R_B$$

$$\sum M / A = 0$$

$$q_{s1} \frac{L_1^2}{2} + q_{s2} L_2 \left( \frac{L_2}{2} + L_1 \right) - (L_1 + L_2) R_B = 0$$

$$12,345 * \frac{2,95^2}{2} + 8,74 * 1,5 \left( \frac{1,5}{2} + 2,95 \right) = 4,45 R_B$$

$$R_B = 22,97 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} R_A = 26,56 \text{ KN} \\ R_B = 22,97 \text{ KN} \end{cases}$$

#### IV.5.c) Calcul des efforts internes :

##### ✓ Tronçon AC : $0 \leq X \leq 2,95$

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow N_x = 0$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow T_y(x) = -12,345x + 26,56$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \Rightarrow T_y = 26,56 \text{ KN} \\ \text{Pour } x=2,95 \Rightarrow T_y = -9,86 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\sum M / i = 0 \Rightarrow M_z(x) = -6,17x^2 + 26,56x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \Rightarrow M_z = 0 \\ \text{Pour } x=2,95 \Rightarrow M_z = 24, \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \Rightarrow M_z = 0 \\ \text{Pour } x=2,95 \Rightarrow M_z = 24, \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{Pour } x=2,15 \text{ m} \Rightarrow T_y(x)=0 \Rightarrow M_{\max} = 28,58 \text{ KN.m}$$

##### ✓ Tronçon BC : $0 \leq X \leq 1,50$

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow N_x = 0$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow T_y(x) = 8,74x - 22,97$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \Rightarrow T_y = -22,97 \text{ KN} \\ \text{Pour } x=1,50 \Rightarrow T_y = -9,86 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 \Rightarrow T_y = -22,97 \text{ KN} \\ \text{Pour } x=1,50 \Rightarrow T_y = -9,86 \text{ KN} \end{array} \right.$$

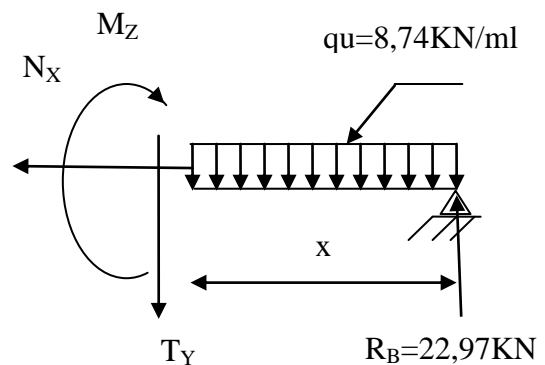
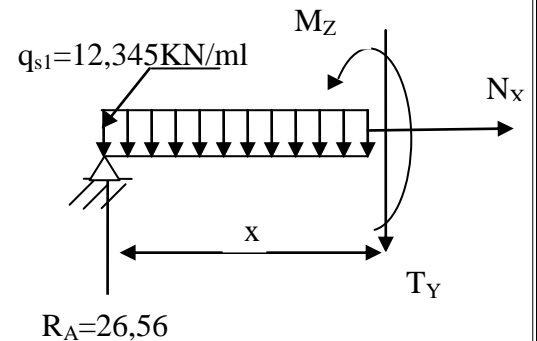
$$\sum M / i = 0 \Rightarrow M_z(x) = -4,37x^2 + 22,97x$$

$$\text{Pour } x=0 \Rightarrow M_z = 0$$

$$\text{Pour } x=1,50 \Rightarrow M_z = 24,62 \text{ KN.m}$$

#### Remarque :

Pour tenir compte des encastres partiels aux extrémités, on opte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moments  $M_{UMAX}$  aux appuis et en travées

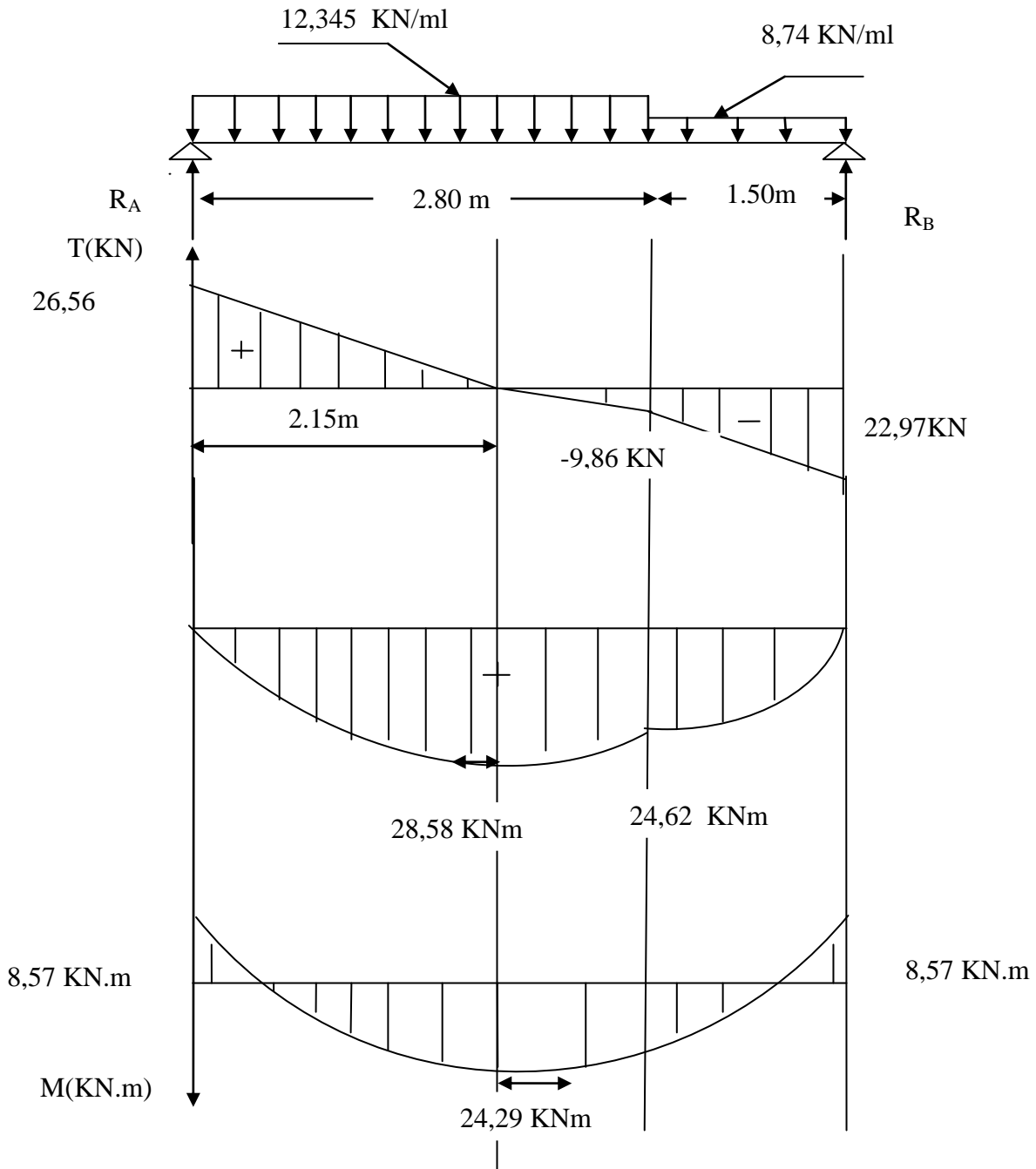


✓ **Moment aux appuis :**

$$M_{sa} = 0.3 \times M_{umax} = -0,3 (28,58) = -8,57 \text{ KN.m}$$

✓ **Moment en travées :**

$$M_{st} = 0.85 \times M_{smax} = 0,85 (28,58) = 24,29 \text{ KN.m}$$



**FigIII.13) :diagramme des efforts internes à L'ELS**

### IV.6) Vérification à l'ELS :

#### IV.6.a) Etat limite de résistance de béton a la compression [BEAL 91 Art A-4-5-2] :

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

#### ✓ Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de **1m** d'emmarchement

#### ♦ Aux appuis :

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 18} = 0,22$$

$$\rho = 0,218 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,925 \\ K_1 = 51,67 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 * d * A} = \frac{8,57 * 10^3}{0,925 * 0,18 * 3,93 * 10^2} = 130,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{130,97}{51,67} = 2,53 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### ♦ En travée

$$\rho = \frac{100 * A_t}{b * d} = \frac{100 * 5.65}{100 * 18} = 0,316$$

$$\rho = 0,316 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,912 \\ K_1 = 41,82 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 * d * A_t} = \frac{24,29 * 10^3}{0,912 * 0,18 * 5.65 * 10^2} = 261,89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{261,89}{41,82} = 6,26 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### IV.6.b) Vérification de la flèche :

Les règles de [BAEL 91/Art B.6.5.2], précisent qu'on peut dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont vérifiées :

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

**h** : épaisseur de paillasse.  
**L** : Longueur libre de la plus grande travée.  
**f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité de l'acier.  
**A** : Section d'armature en travée.  
**M<sub>t</sub>** : Moment max en travée.  
**M<sub>0</sub>** : Moment max isostatique.

**Vérification :**

$$h = 20 \text{ cm} \quad L = 4,45 \text{ m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{445} = 0,045 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,045 < \frac{M_t}{10M_0} = \frac{24,29}{10 \cdot 28,58} = 0,085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{bd} = \frac{5,65}{100 \cdot 18} = 0,003 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Etant donné que les trois conditions ne sont pas vérifiées donc il est nécessaire de vérifier la flèche

➤ **Le calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_{t \max}^{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$\bar{f}$  : La flèche admissible

[BAEL 99 / Art B.6.5.2]

**E<sub>v</sub>** : module de déformation différée (**E<sub>v</sub> : 10818 ,865MPa**)

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

**I<sub>fv</sub>** : Inertie fictive pour les charges de longue durée

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

**I<sub>0</sub>** : Moment d'inertie de la section homogénéisée (**n=15**) par rapport au centre de gravité de la section.

$$I_0 = \frac{b \cdot (y_1^3 + y_2^3)}{3} + 15A(y_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{S}{B_0} ; \quad \text{Avec: } B_0 \text{ la section homogénéisée}$$

➤ **Calcul des paramètres [Art. B6.5.2/ BAEL91] (section rectangulaire) :**

$$\text{a) } f_v = \frac{M_{t \max}^{ser} l^2}{10 E_v I_{f_v}}$$

$$\text{b) } f_i = \frac{M_{t \max} l^2}{10 E_i I_{f_i}} < \frac{L}{500}$$

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b \times h + 15A_t$$

$$B_0 = 100 \times 20 + 15 \times 5,65 = 2084,75 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à **xx** :

$$S /_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t * d$$

$$S /_{xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 18 = 21525,5 \text{ cm}^3$$

$$y_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{21525,5}{2084,75} = 10,32 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 10,32 = 9,68 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (10,32^3 + 9,68^3) + 15 * 5,65 (9,68 - 2)^2$$

$$I_0 = 71870,23 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{b * d} = \frac{5,65}{100 * 18} = 0,007 \longrightarrow \beta_1 = 0,985$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 * f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 * b}{b}\right) * \rho} = \frac{0,02 * 2,1}{\left(2 + \frac{3 * 100}{100}\right) * 0,007} = 1,2$$

La Contrainte dans les aciers tendus :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{24,29 * 10^3}{0,985 * 18 * 5,65} = 242,48 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{ 0,41 ; 0 \} = 0,41$$

$$I_{Nv} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu} = \frac{1,1 * 71870,23}{1 + 1,2 * 0,41} = 160685,50 \text{ cm}^4$$

**D'ou la flèche**

$$f = \frac{M_t^s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{24,29 \times 10^6 \times 4450^2}{10 \times 10818,86 \times 160685,50 \times 10^4} = 2,77 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4450}{500} = 8,9 \text{ mm}$$

 $f < \bar{f} \Rightarrow$  **Condition vérifiée**
**IV.6.c) Etat limite d'ouverture des fissures [BEAL 91 Art A-5-34] :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc aucune vérification n'est à effectuer

**NOTA**

On adopte le même ferrailage pour les différents niveaux

**IV.7) Calcul de la poutre palière :**

C'est une poutre de section (**bxh**) est semi encastrée ses extrémités

**IV.7.a) Pré dimensionnement :****❖ 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<sub>max</sub>** : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

**h<sub>t</sub>** : hauteur de la poutre.

$$L_{\max} = 2,95 \text{ m} \Rightarrow \frac{295}{15} \leq h_t \leq \frac{295}{10} \quad \text{donc : } 19,67 \text{ cm} \leq h_t \leq 29,5 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du **RPA [Art 7.5.1]**, On opte pour **h<sub>t</sub> = 30 cm**

**❖ Largeur :**

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{D'ou : } 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

D'après les exigences du **RPA**, on prend **b = 25 cm**

$$h_t/b = 30/25 = 1,2 < 1,6 \quad \dots \quad \text{condition vérifiée}$$

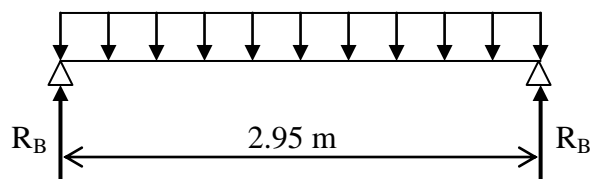
Donc la poutre palière à pour dimensions : (**b × h**) = (25 × 30) **cm<sup>2</sup>**

**IV.7.b) Détermination des charges :**

- ❖ Poids propre de la poutre :  $G = 25 \times 0,25 \times 0,3 = 1,875 \text{ KN/ml}$
- ❖ Poids propre du mur :  $G_m = 2,44 \times 1 = 2,44 \text{ KN/ml}$

$$G_t = 4.31 \text{ KN/ml}$$

- ❖ Effort tranchant à l'appui : **ELU**       $T_u = 31,85 \text{ KN/ml}$   
: **ELS**       $T_s = 22,97 \text{ KN/ml}$

**IV.7.c) Calcul des efforts internes à l'ELU :**

- ❖ **Combinaison de charges :**

$$q_u = 1.35 G + T_u = (1.35 \times 4,31) + 31,85 = 37,67 \text{ KN/ml}$$

- ❖ **Moment isostatique**

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{37,67 \times 2,95^2}{8} = 40,98 \text{ KN.m}$$

- ❖ **Effort tranchant**

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{37,67 \times 2,95}{2} = 55,56 \text{ KN}$$

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

- ✓ **aux appuis :**

$$M_a = -0.3 \times M_u^{\max} = -0.3 \times 40,98 = -12,30 \text{ KN.m}$$

- ✓ **En travée :**

$$M_t = 0.85 \times M_u^{\max} = 0.85 \times 40,98 = 34,83 \text{ KN.m}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

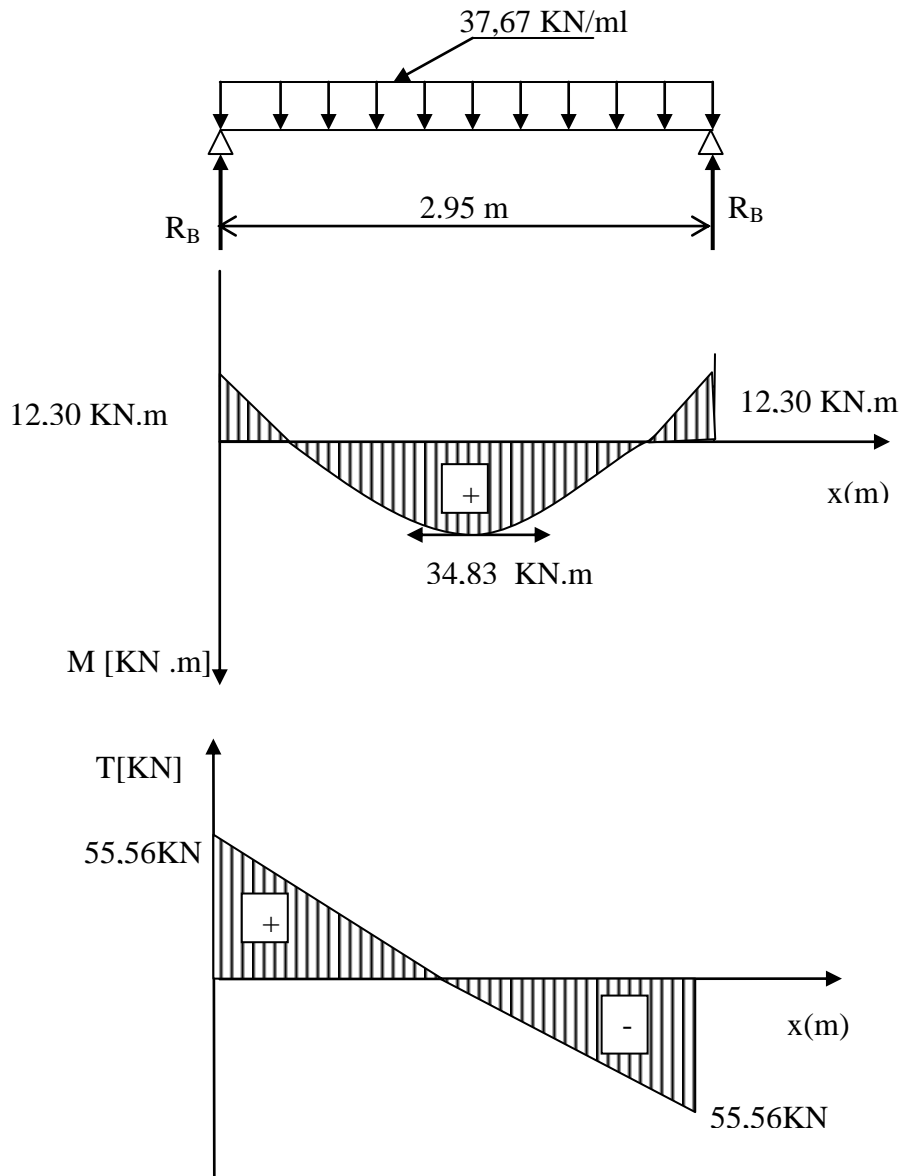


Fig. III.15) : Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant

IV.7.d) Calcul des armatures en flexion simple :

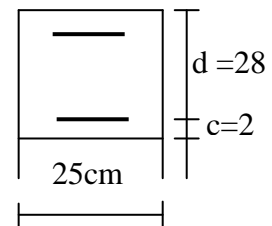
❖ En travée :

✓ Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{34,83 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,126$$

$\mu_b = 0,126 < \mu_l = 0,186 \Rightarrow$  Section simplement armée

$\beta = 0,932$



$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{34,83 \cdot 10^3}{0,932 \times 28 \times 348} = 3,83 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA14 = 4.62 cm<sup>2</sup>**

✓ **Armature de répartition :** [BAEL91.Art. A.7.2 ,2]

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t = \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right\}$$

**h** = hauteur totale d'élément (**h= 30cm**)

**Φ** = diamètre maximal d'armature longitudinales

**B** = largeur d'élément (**b=25cm**)

$$\phi_t \leq \min \{8.57 \text{ mm}; 25 \text{ mm}; 14 \text{ mm}\} = 8 \text{ mm}$$

Donc nous choisirons le **HA8** → Nous adopterons **At=2HA8=1cm<sup>2</sup>**

❖ **Aux appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{12,30 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.044$$

$$\mu_a = 0.044 < \mu_l = 0.186 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.044 \Rightarrow \beta = 0.978$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12,30 \cdot 10^3}{0,978 \cdot 28 \cdot 348} = 1,30 \text{ cm}^2$$

On prend : **A<sub>a</sub>=3HA12=3,39 cm<sup>2</sup>**

#### IV.7.e) Vérification a l'ELU :

❖ **Condition de non fragilité [ BEAL 91 Art A-4.2,1 ] :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 25 \cdot 28 \cdot 2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

- **aux appuis : A<sub>a</sub> = 3,39 cm<sup>2</sup> > 0,845 cm<sup>2</sup> → condition vérifiée.**
- **en travée : A<sub>t</sub> = 4,62 cm<sup>2</sup> > 0,845 cm<sup>2</sup> → condition vérifiée.**

❖ **Vérification de la section du béton à l'effort tranchant :**

[BAEL 91. Art A.5-1-2,2] :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow \{2,5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}\} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{55,56 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,79 MPa$$

$$\tau_u = 0,79 MPa < \bar{\tau}_u = 2,5 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis: [BAEL 91. Art A.5-1-3.2]**

✓ **influence sur le béton :**

Ou doit vérifiée la condition :

$$T_{u\max} \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow T_{u\max} = 55,56 KN \leq 420 KN$$

$$T_{u\max} = 55,56 KN < 420 KN \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **influence sur l'acier :**

$$A_a \geq \frac{T_u + \frac{M_a}{0,9d}}{f_e / \gamma_s} \Rightarrow A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left\{ T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right\}$$

$$A_a = 3,39 cm^2 \geq \frac{1,15}{400} \left( 55,56 * 10^3 + \frac{12,30 * 10^6}{0,9 * 280} \right) = 3,00 cm^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de l'adhérence aux appuis :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3,15 MPa.$$

$\Sigma u_i$ . : étant la somme des périmètres utiles des barres

$$\Sigma u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times \pi \times 1,2 = 11,31 cm$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{u\max}}{0,9d \Sigma u_i} = \frac{53,87 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 113,04} = 1,77 MPa$$

$$\tau_{se} = 1,77 MPa < \bar{\tau}_{su} = 3,15 MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

❖ **Armatures transversales [BEAL 91 Art A7-2-2] :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35} ; \phi_\ell ; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{300}{35} ; 14 ; \frac{250}{10} \right\}$$

**Avec :**

$h_t$  : étant la hauteur totale de la poutre.

$\phi_\ell$  : Diamètre des barres longitudinales

$$\phi_t \leq \min \{ 8,57 ; 14 ; 25 \} = 8,57 mm$$

$$\phi_t = 8 mm < 10 mm.$$

On opte comme armatures transversale un cadre et un étrier en **HA8**,

**Donc :**  $A_t = 4 \phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

❖ **Ecartement des barres :**

D'après le [RPA2003.Art. 7.5.2, 2] l'espacement des barres est donné selon deux zones :

a) **Zone nodale :**

$$A_t \geq 0,003 * S * b \Rightarrow S = \frac{A_t}{0,003 * b} = \frac{2,01}{0,003 * 25} = 26,8 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\} = \min \{7.5 \text{ cm}; 16.8 \text{ cm}\}$$

**On prend : St=7cm**

b) **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

**Soit : St=15cm**

▪ **Ancrage des barres aux appuis :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} . \text{avec } \bar{\tau} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

**Forfaitairement : Ls= 40Φ = 40x1.2=48cm**

**IV.7.f) calcul à l'ELS :**

❖ **Combinaison des charges :**

$$q_s = G + T_s = 4,31 + 22,97 = 27,28 \text{ KN/ml.}$$

❖ **Moment isostatique :**

$$M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{q_s * L^2}{8} = \frac{27,28 * 2,95^2}{8} = 29,67 \text{ KN.m}$$

❖ **Effort tranchant :**

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s * l}{2} = \frac{27,28 * 2,95}{2} = 40,24 \text{ KN}$$

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

- **Sur appuis :**  $M_{sa} = -0.3 \times M_s^{\max} = -0.3 * 29,67 = -8,90 \text{ KN.m}$
- **En travée :**  $M_{st} = 0.85 \times M_s^{\max} = 0.85 * 29,67 = 25,22 \text{ KN.m}$

❖ **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

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

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \sigma_{bc} = 06f_{c28} = 15\text{MPa}$

✓ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.484$$

$$\xrightarrow{\text{(Tableau)}} \begin{cases} \beta_1 = 0.895 \\ K = 32.62 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \cdot A_a \cdot d} = \frac{8,90 \cdot 10^3}{0.895 \cdot 3,39 \cdot 28} = 104,76 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{104,76}{32.62} = 3,21\text{MPa}. \\ \sigma_{bc} = 3,21\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \end{cases} \Rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

✓ **En travée**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b.d} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 28} = 0.66$$

$$\xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0.881 \\ K = 27.02 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \cdot A_t \cdot d} = \frac{29,67 \cdot 10^3}{0.881 \cdot 4,62 \cdot 28} = 260,34\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{260,34}{27.02} = 9,64\text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 9,64\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

❖ **vérification de la flèche :**

Les règles de [BAEL 91/Art B.6.5.2], précisent qu'on peut dispenser de vérifier a l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont vérifiées :

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

**h** : Hauteur de la poutre.  
**L** : Longueur libre de la plus grande travée.  
**f<sub>e</sub>** : Limite d'élasticité de l'acier.  
**A** : Section d'armature en travée.  
**M<sub>t</sub>** : Moment max en travée.  
**M<sub>0</sub>** : Moment max isostatique.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{30}{295} = 0.10 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h}{L} = 0.10 \geq \frac{M_{tr}}{10M_0} = \frac{0.85 \times M_0}{10 \times M_0} = 0.085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{A_t}{b.d} = \frac{4.62}{25 \times 28} = 6.6 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

a) **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer

**Conclusion :**

les armatures calculées a l'ELU sont suffisantes a l'EL

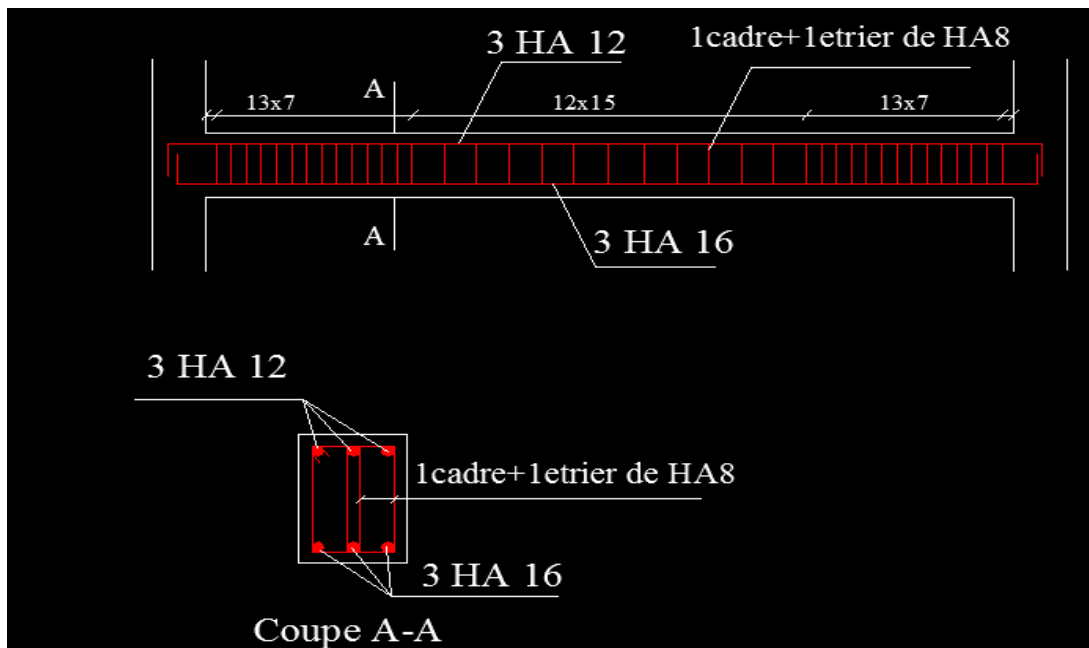


Fig. III.16) : ferrailage de la poutre palière.

### V) Calcul de la dalle de la salle machine ( dalle pleine) :

Notre immeuble comporte d'une cage d'ascenseur munie d'une dalle pleine reposant sur quatre cotés. Le panneau est rectangulaire.

La vitesse de l'entraînement de l'ascenseur est  $V = 1 \text{ m/s}$ .

La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est de **9 tonnes**.

#### V.1) Dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{285}{30} = 9.5$$

$h_t$  : doit être au moins égal à 12 cm (RPA 99 version 2003), soit  $h_t = 15 \text{ cm}$ .

La dalle repose sur quatre cotés, elle est soumise à une charge localisée. Le calcul se fait à l'aide des abaques de « **PIGEAUD** » qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

#### V.2) Calcul du panneau à l'ELU :

##### ➤ Calcul des efforts :

Le calcul des efforts se fera avec a méthode exposée au **BAEL 91**.

##### ➤ Principe de la méthode :

Soit «  $l_x$  » et «  $l_y$  » les distances mesurées entre nus des appuis et «  $q$  » la charge uniformément répartie par unité de longueur.

On suppose que le panneau est simplement appuie, on définit :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \quad \text{Avec : } l_x < l_y$$

- ▶ Si  $\rho < 0.4$  ; le panneau travaille dans un seul sens ( $l_x$ ) au centre de la dalle pour une bande de 1 m de largeur.

$$\text{Avec : } \begin{cases} M_{0x} = \frac{q (l_x)^2}{8} \\ M_{0y} = 0 \end{cases}$$

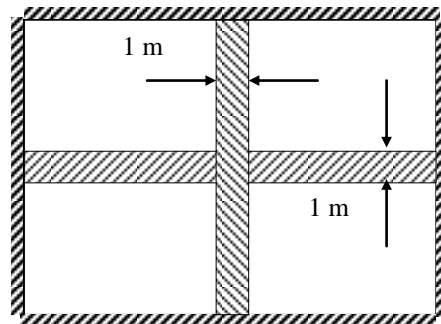
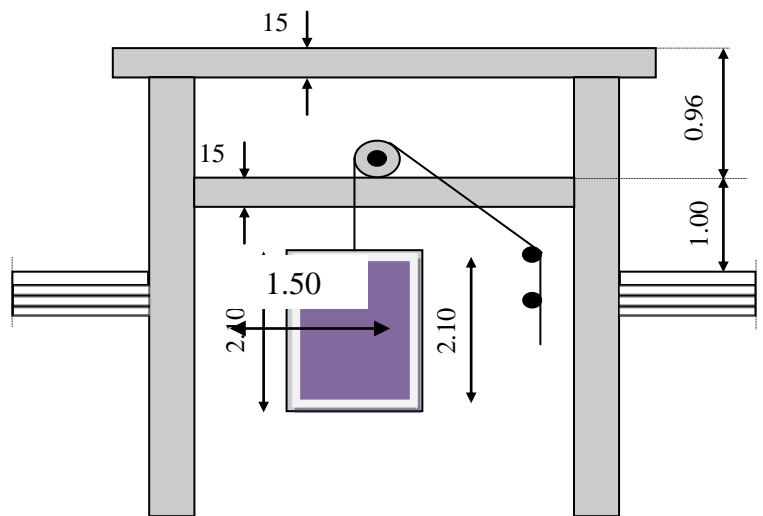
- ▶ Si  $0.4 \leq \rho \leq 1$  : le panneau de dalle travaille dans les sens.

$$\text{Sens } l_x : M_{0x} = \mu_x q (l_x)^2.$$

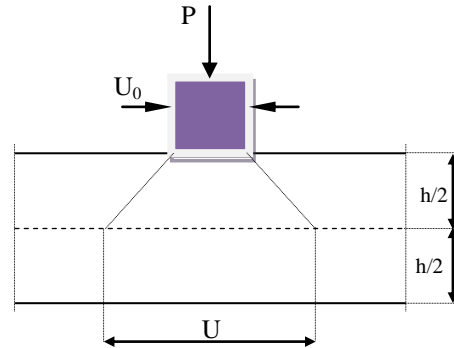
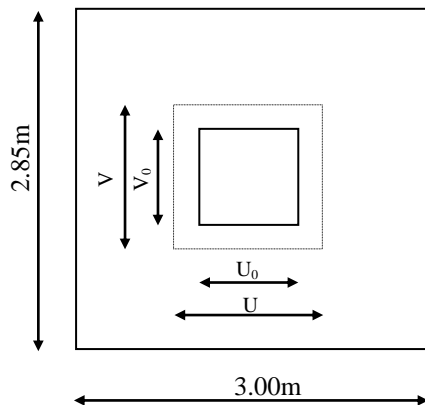
$$\text{Sens } l_y : M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}.$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : coefficient multiplicateur donnée en fonction de et du coefficient de poisson  $\nu$  tel que

$$\nu = \begin{cases} 0 \text{ à l'ELU} \end{cases}$$



➤ *Application :*



$$\rho = \frac{I_x}{I_y} = \frac{285}{300} = 0.95 \quad \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\begin{cases} U_0 = 150 \text{ cm.} \\ V_0 = 281 \text{ cm.} \end{cases}$$

➤ **Calcul de U et V**

$$\begin{cases} U = U_0 + 2 \times e + h_0 = 150 + 2 \times 0 + 15 \rightarrow U = 165 \text{ cm,} \\ V = V_0 + 2 \times e + h_0 = 281 + 2 \times 0 + 15 \rightarrow V = 296 \text{ cm.} \end{cases}$$

Avec : « e » : l'épaisseur du revêtement.

• **Détermination des sollicitations**

➤ **A l'ELU :**

$$\begin{cases} P_u = 1.35 P = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN / ml (charge concentrée du système de levage).} \\ q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (25 \times 0.15) + 1.5 \times 1 = 6.56 \text{ KN / ml (charge uniformément répartie)} \end{cases}$$

➤ **A l'ELS :**

$$\begin{cases} P_s = P = 90 \text{ KN.} \\ q_u = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN.} \end{cases}$$

• **Calcul des moments :**

▶ Les moments  $M_x$  et  $M_y$  dus au système de levage

$$\begin{cases} M_{x1} = p \times (M_1 + v \times M_2) \\ M_{y1} = p \times (M_2 + v \times M_1) \end{cases}$$

$$\underline{\underline{\rho = 0.95}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{U}{l_x} = \frac{165}{285} = 0.579 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{296}{300} = 0.987 \end{array} \right. \Longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0.062 \\ M_2 = 0.047 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = P_u \times M_1 = 121.5 \times 0.062 = 7.53 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = P_u \times M_2 = 121.5 \times 0.047 = 5.71 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Les moments au poids propre de la dalle pleine :

$$\rho = 0.95 \Longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.041 \\ \mu_y = 0.888 \end{array} \right.$$

On aura les valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x q_u (l_x)^2 = 0.041 \times 6.56 \times (2.85)^2 = 2.18 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y M_x = 0.888 \times 1.065 = 1.94 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

► **Les moments globaux**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x \text{ total}} = M_{x1} + M_{x2} = 7.53 + 2.18 = 9.71 \text{ KN.m} \\ M_{y \text{ total}} = M_{y1} + M_{y2} = 5.71 + 1.94 = 7.65 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• **Correction des moments:**

► **En travée:**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 9.71 = 8.25 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 7.65 = 6.50 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

► **En appuis:**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 9.71 = -2.91 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 7.65 = -2.30 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• **Ferraillage:**

Il se fera à l'ELU en considérant une bande de largeur unitaire

**a- Sens xx :**

► **En travée**

$$\mu = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.25 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.034$$

$$\mu = 0.034 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.034 \Rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_x^t = \frac{8.25 \times 10^3}{0.983 \times 13 \times 348} = 1.85 \text{ cm}^2$$

On adopte **5HA 8** soit  $A_x^a = 2.51 \text{ cm}^2$ , avec **S<sub>t</sub>=25cm**

➤ **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.91 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.012$$

$$\mu = 0.012 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.012 \Rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_x^a = \frac{2.91 \times 10^3}{0.994 \times 13 \times 348} = 0.646 \text{ cm}^2$$

On adopte **5 HA 8** soit  $A_x^a = 2.51 \text{ cm}^2$ , avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

**b- sens yy**

➤ **En travée**

$$\mu = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.50 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.030$$

$$\mu = 0.030 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.030 \Rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_y^t = \frac{6.50 \times 10^3}{0.983 \times 13 \times 348} = 1.46 \text{ cm}^2$$

On adopte **5 HA 8** soit  $A_y^t = 2.51 \text{ cm}^2$ , avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.30 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.020$$

$$\mu = 0.020 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.020 \Rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_y^a = \frac{2.30 \times 10^3}{0.994 \times 13 \times 348} = 0.646 \text{ cm}^2$$

On adopte **5 HA 8** soit  $A_y^a = 2.51 \text{ cm}^2$ , avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

• *Vérification à l'ELU*

1) **Condition de non fragilité [BAEL 91/Art,B.7.4]**

➤ **Armatures suivant xx**

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

Avec :  $A_x$  : section minimale d'armature

$bh$  : section totale du béton.

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

$$A_x \geq \frac{\omega_0 b h (3 - \rho)}{2} = \frac{0.0008 \times 100 \times 15 (3 - 0.95)}{2} = 1.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopter}} = 2.51 \text{ cm}^2 \geq A_x = 1.23 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{donc la condition est vérifiée.}$$

➤ **Armatures suivant yy**

$$\omega_y = \frac{A_y}{b h} \geq \omega_0 \rightarrow A_y \geq \omega_0 b h$$

$$A_y \geq 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adopter}} = 2.51 \text{ cm}^2 \geq A_y = 1.2 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{donc la condition est vérifiée.}$$

**2) Vérification au cisaillement :**

**2.1) Effort tranchant (Article A. 52, 2)**

Les efforts tranchants sont maximaux au voisinage de la charge **P**.

▶ **Au milieu de lx**

$$V_u = \frac{P}{2 \times l_y + l_x} \times 1ml = \frac{121.5}{2 \times 2.85 + 3.00} = 7.10 \text{ KN.}$$

▶ **Au milieu de ly**

$$V_u = \frac{P}{3 \times l_y} \times 1ml = \frac{121.5}{3 \times 3.00} = 13.5 \text{ KN.}$$

**2.2) Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = \frac{13.5 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.104 \text{ MPa} \\ 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa} \end{array} \right\} \rightarrow \tau_u = 0.104 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

**3) Vérification de l'espacement :**

- ▶ Armatures parallèles a la longueur la moins sollicitée.

$$St_{\max} \leq \min (3h, 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

- ▶ Armatures parallèles a la longueur la plus sollicitée

$$St_{\max} \leq \min (2h, 25\text{cm}) = 25 \text{ cm.}$$

$$St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$St = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

#### 4) Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier :

On peut se dispenser de cette vérification si la condition suivante est vérifiée

$$\left. \begin{aligned} \alpha &\leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \\ \text{avec } \alpha &= \frac{y}{d} \text{ et } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \end{aligned} \right\}$$

Calcul des moments à l'ELS :  $v = 0.2$

► **Pour la charge concentrée :  $P_s = 90 \text{ KN.m}$**

$$\begin{cases} M_{x1} = P_s \times (M_1 + 0.2 \times M_2) = 90 \times (0.062 + 0.2 \times 0.047) = 6.43 \text{ KN.m}, \\ M_{y1} = P_s \times (M_2 + 0.2 \times M_1) = 90 \times (0.047 + 0.2 \times 0.062) = 5.35 \text{ KN.} \end{cases}$$

► **Pour le poids propre de la dalle :  $q_s$**

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l_x^2$$

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

Avec :  $q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$

$$\rho = 0.95 \xrightarrow{\text{du tableau}} \begin{cases} \mu_y = 0.888 \\ \mu_x = 0.041 \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.041 \times 4.75 \times 2.85^2 \Rightarrow M_x = 1.58 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0.888 \times 0.770 \Rightarrow M_{y2} = 1.40 \text{ KN.m} \end{cases}$$

► **Les moments globaux**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.43 + 1.58 = 8.01 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.35 + 1.40 = 6.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Correction des moments :**

► **Moment en travée  $M^t = 0.85 \times M$**

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 8.01 = 6.80 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 6.75 = 5.74 \text{ KN.m}$$

► **Moment aux appuis  $M^a = -0.3 \times M$**

$$M_x^a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 8.01 = -2.40 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 6.75 = -2.02 \text{ KN.m}$$

**a- Etat limite des fissures**

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est à effectuer.

**b- Etat limite de compression du béton**

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

❖ **Sens xx**

➤ **En travée**

➤ **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{2.91}{2.40} = 1.21 \rightarrow \frac{1.21-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.355$$

$$\mu_b = 0.012 \rightarrow \alpha = 0,0151 < 0.355 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

❖ **Sens yy**

➤ **En travée**

$$\gamma = \frac{6.50}{5.74} = 1.13 \rightarrow \frac{1.13-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.315$$

$$\mu_b = 0.027 \rightarrow \alpha = 0,0432 < 0.315 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{2.3}{2.02} = 1.13 \rightarrow \frac{1.15-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.315$$

$$\mu_b = 0.009 \rightarrow \alpha = 0,0151 < 0.315 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

**Vérification au poinçonnement (Article A.5.2, 42 / BAEL 91 modifié 99)**

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, \text{ avec } \rightarrow \begin{cases} Q_u : \text{charge de calcul l'ELU,} \\ h : \text{épaisseur totale de la dalle.} \end{cases}$$

$\mu_c$  : Périmètre de contour de l'aire sur lequel agit la charge au niveau du feuillet moyen.

$$\mu_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (1.65 + 2.96) = 9.22 \text{ m,}$$

$$Q_u = 121.5 \text{ KN.}$$

$$0.045 \times 9.22 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 1037.25 \text{ KN} \rightarrow Q_u = 121.5 \text{ KN} < 1037.25 \text{ KN} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

Le risque de poinçonnement est écarté, donc aucune armature transversale n'est nécessaire.

**Remarque :**

Si la condition précédente n'était pas vérifiée, il faudrait utiliser des armatures dont le périmètre est défini par homothétie.

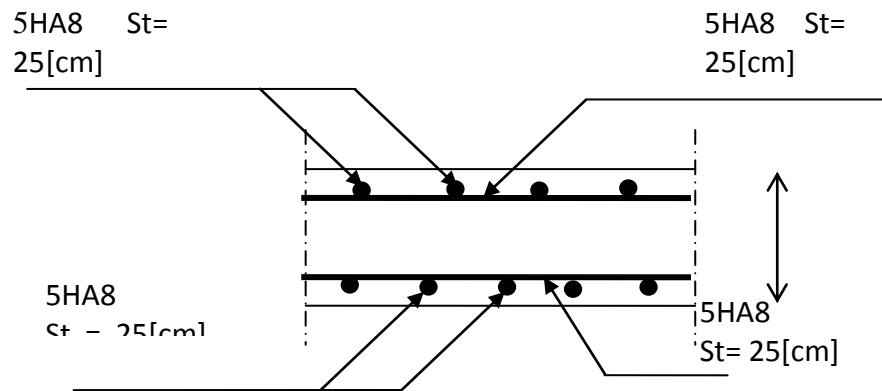
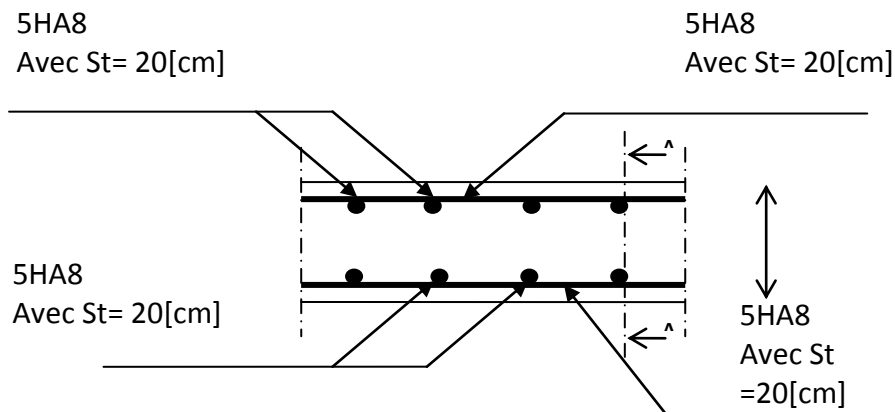
$$U = U_c = \frac{\tau_u}{0.05 \times f_{cj} \times \gamma_b}$$

Diamètre des barres :

$$\phi \leq \phi_{\max} = \frac{h}{10},$$

Avec :  $\phi$  : diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_{\max} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \rightarrow \phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \rightarrow \text{vérifiée.}$$



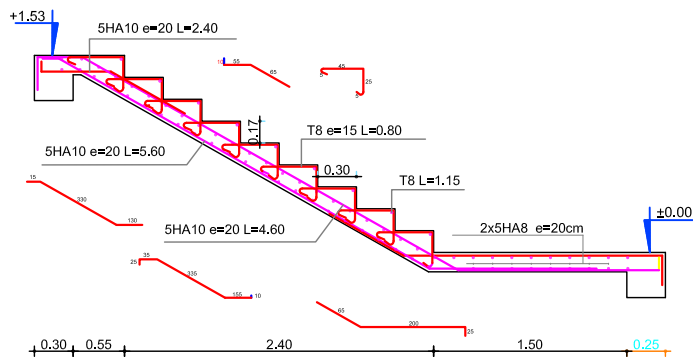
**Coupe A-A**

**Ferrailage de la dalle de la salle machine**

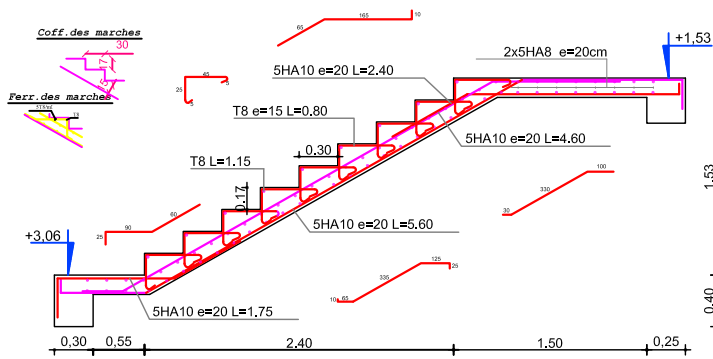




*Volée A-A*

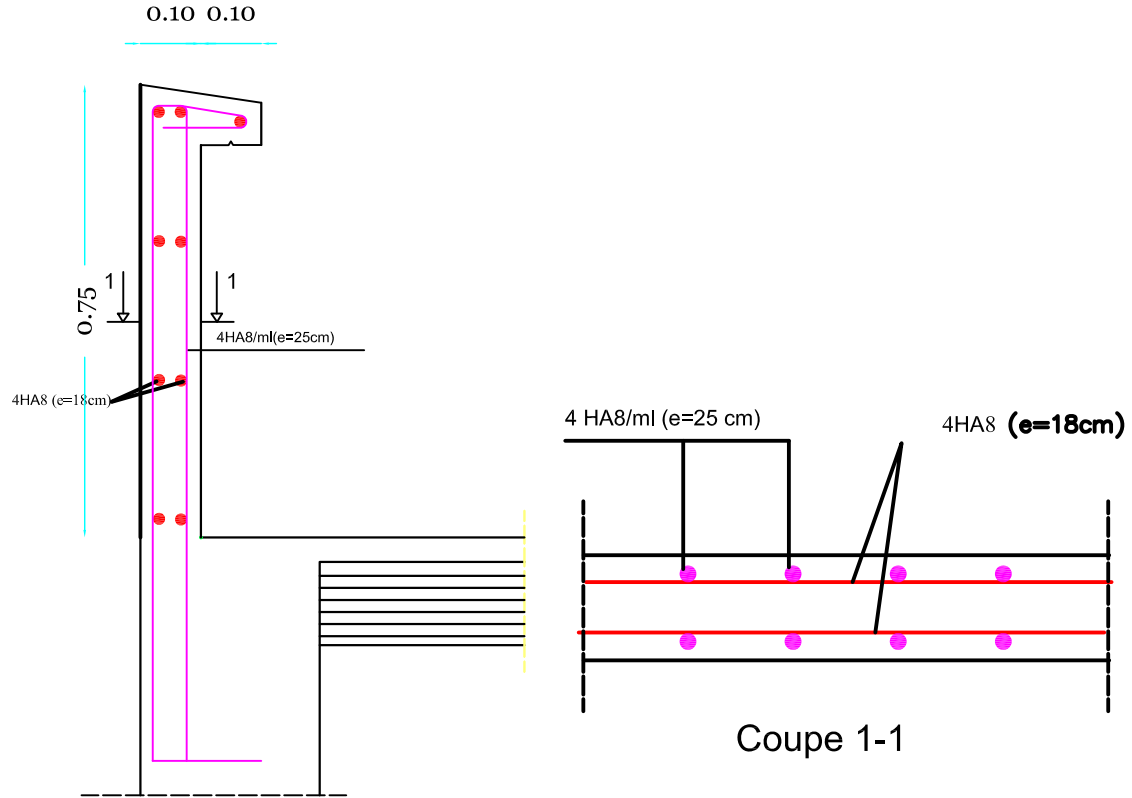


*Volée B-B*



|   |  |
|---|--|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE<br>Université MOULOUD MAMMERI - Tizi Ouzou<br>Faculté de Génie de la Construction<br>Département de Génie Civil |  |
| Encadré par: Mme IDRESS   | N° de la planche:                                |
| Établi par:<br>HAMOUD HADJA<br>OUADE BOUK<br>DIAZZI Djaffer   | Titre de la planche:<br>Ferrillage des escaliers |

# FERRAILLAGE ACROTERE



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

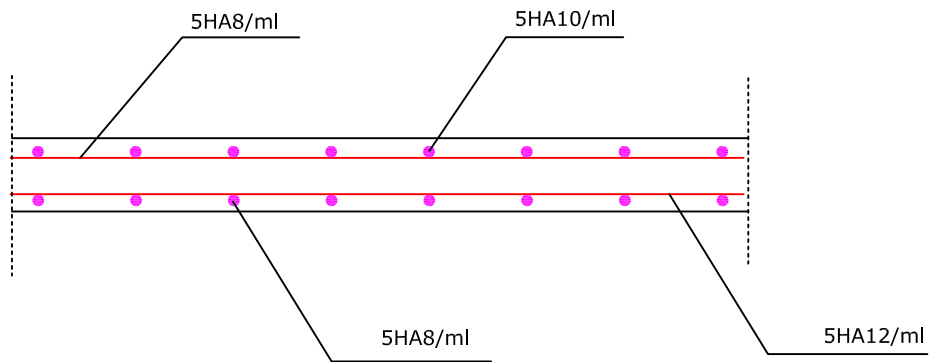
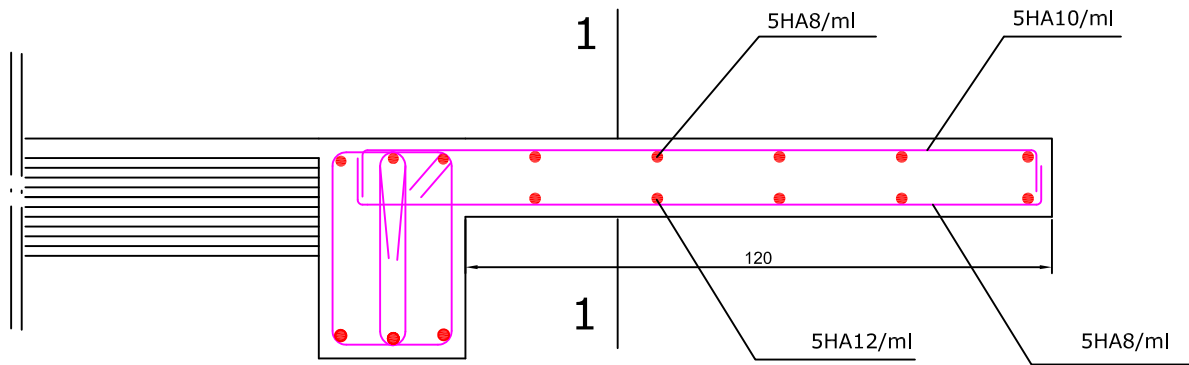
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Universite MOULOUD MAMMERRI - Tizi Ouzou  
Faculte du Génie de la Construction  
Département de Génie Civil.

Encadré par: Mme IDRESS

N° de la planche:

Etudié par :  
M HAMOUDI Malika  
OUKFIF Rafik  
OUAZZI Djaffar

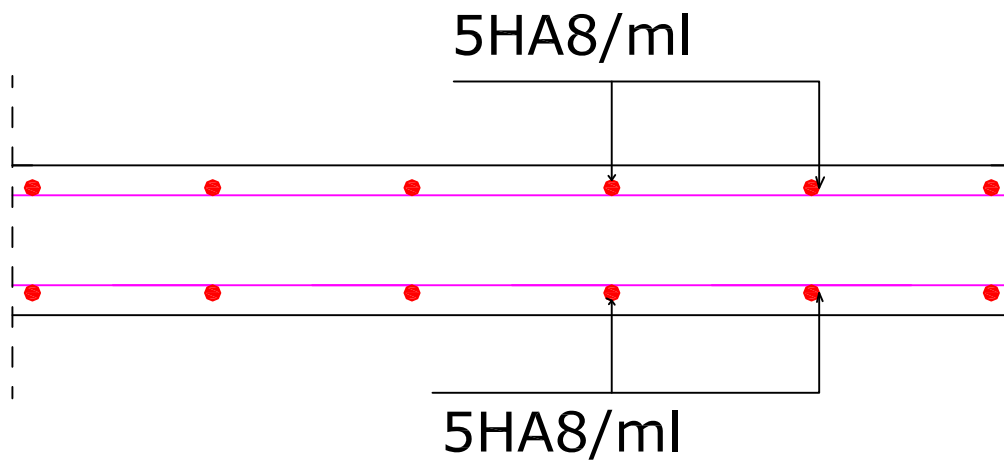
Titre de la planche:  
FERRAILLAGE DE L'ACROTERE



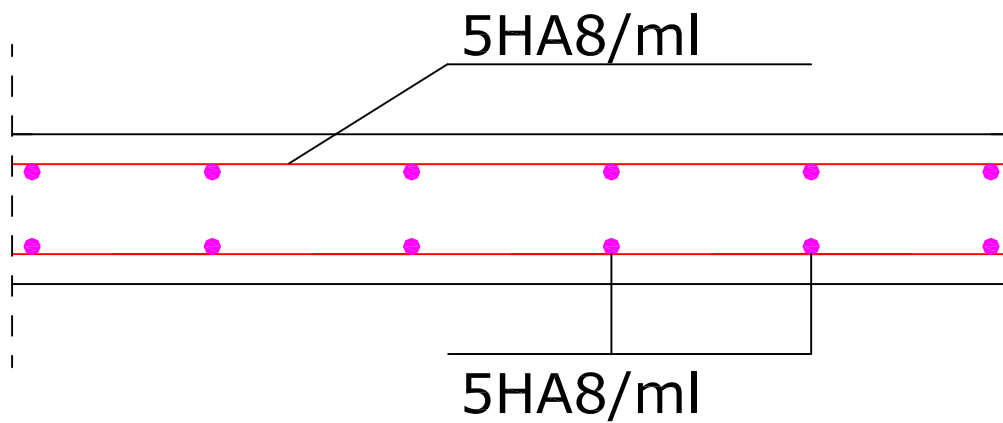
coupe 1-1

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

|  |   |
|--|---|
| <u>TITRE:</u><br><br>Coffrage et ferrailage balcon | <u>ETUDIE PAR :</u><br><br>HAMOUDI Malika<br>OUKFIF Rafik<br>OUAZZI Djaffar |
|  | <u>DIRIGE PAR :</u><br>Mme IDRESS   |
| ECHELLE  | PLANCHE N° 03   |
| PROMOTION 2011-2012                                |   |



sens xx



sens YY

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

TITRE:  
 Coffrage et ferrailagee  
 dalle de la salle machine

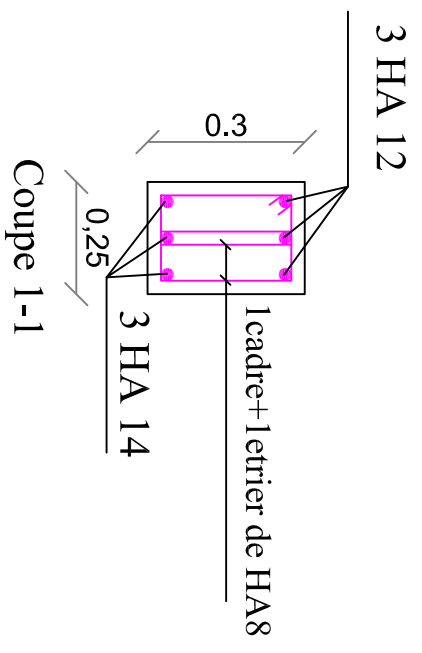
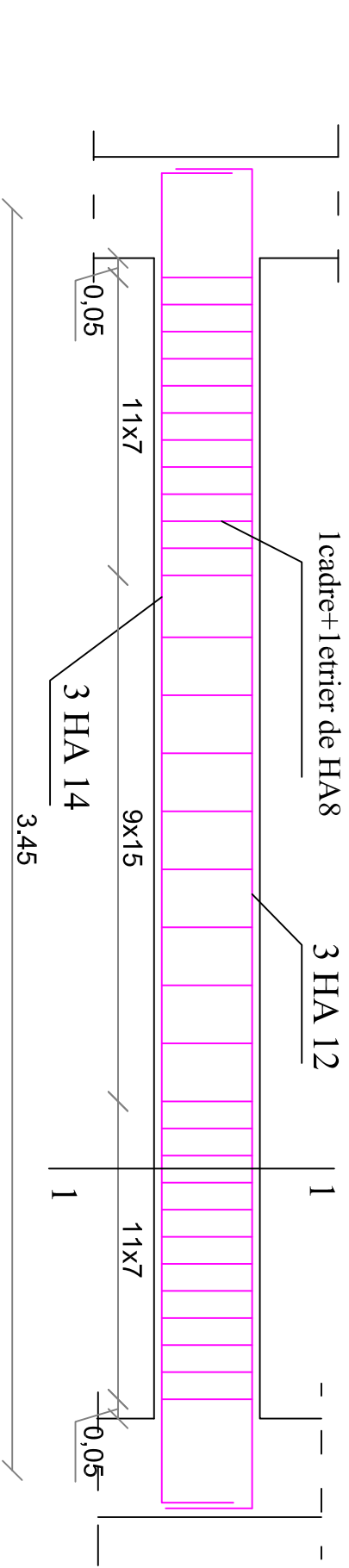
ETUDIE PAR :  
 Mr. AMMARKHODJA Omar  
 Mr. CHELLALA Samir

DIRIGE PAR :  
 Mr. LARIBI

ECHELLE

PLANCHE N° 06

PROMOTION 2011-2012



|  |               |   |  |
|--|---------------|---|--|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE<br>UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZOUZOU<br>FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION<br>DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL |               | TITRE:<br>ETUDE PAR:<br>HANOUJA Nabil<br>OUERF Fallah<br>OUAZZI Djalila |  |
| TITRE:<br>Coiffage et ferrillage<br>Poutre palétre   |               | DIRIGE PAR:<br>M. H. DIBESS   |  |
| ECHELLE  | PLANCHE N° 05 | PROMOTION 2011-2012   |  |



# *Chapitre IV*

*Modélisation de la structure*

Promotion 2011/2012

### IV.1) INTRODUCTION :

Le système **Robot** est un logiciel dédié à l'analyse et au calcul des structures de génie civil. **Robot** dispose, en effet, de plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calcul de la structure, dimensionnement et génération des dessins d'exécution des éléments dimensionnés).

La définition de la structure est réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet. On peut, cependant, importer la géométrie de la structure lorsque celle-ci est créée et définie dans un logiciel de CAO tel que **AUTOCAD**.

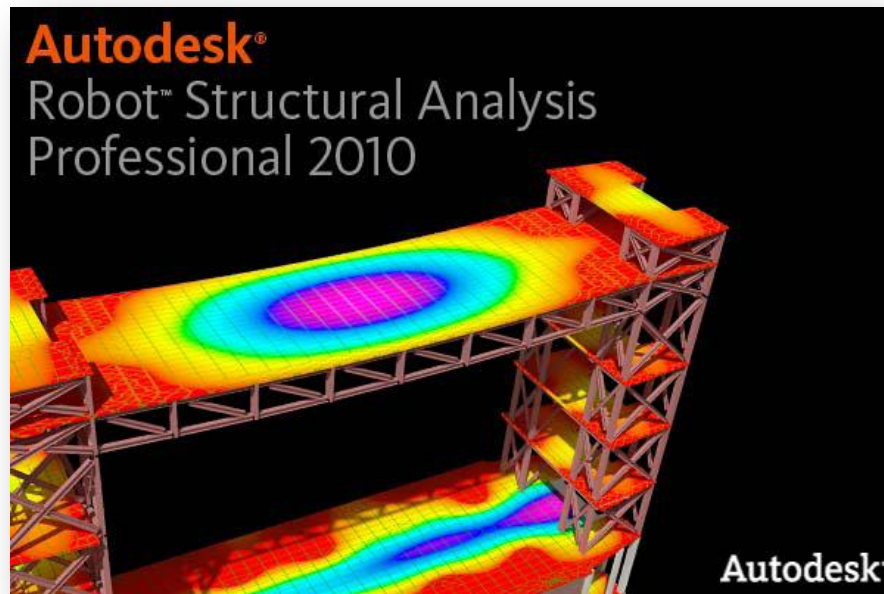
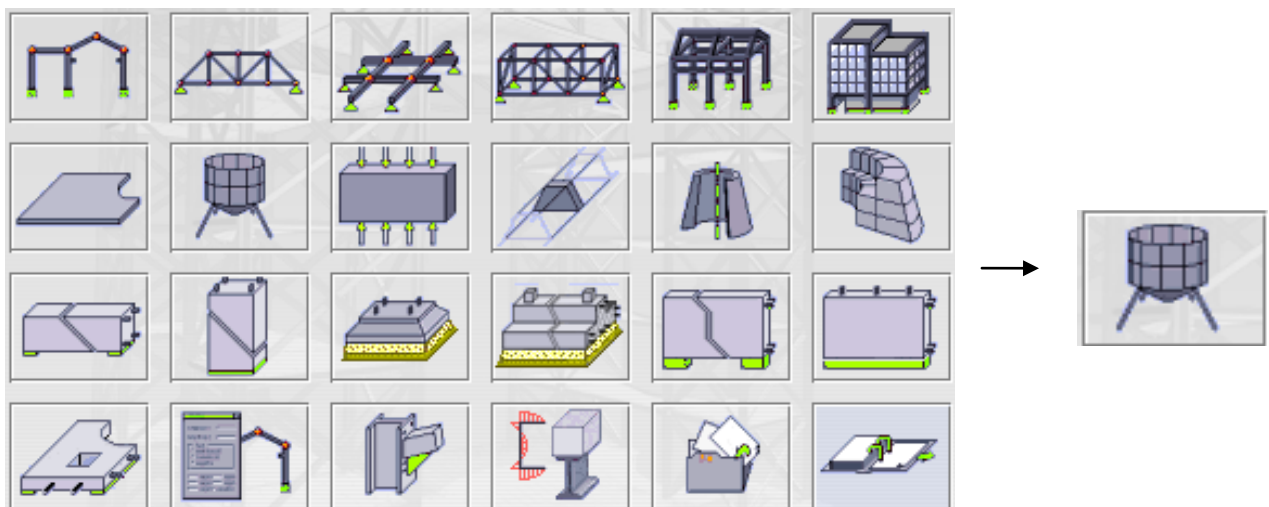


Figure IV.1) : Page d'accueil du logiciel ROBOT

### IV-2) Etapes de calcul à suivre dans Robot :



#### 2.1) Choix du type de structure :

Pour notre cas on étudiera une structure en portique spatial comme montré sur la figure 2.



FigureIV. 2) : Choix de la structure à étudier

## 2.2) Configuration des préférences de l'affaire :

Dans le menu « **outils** » on choisit « **préférences de l'affaire** » pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire. Ou cliquer sur l'icône  et .

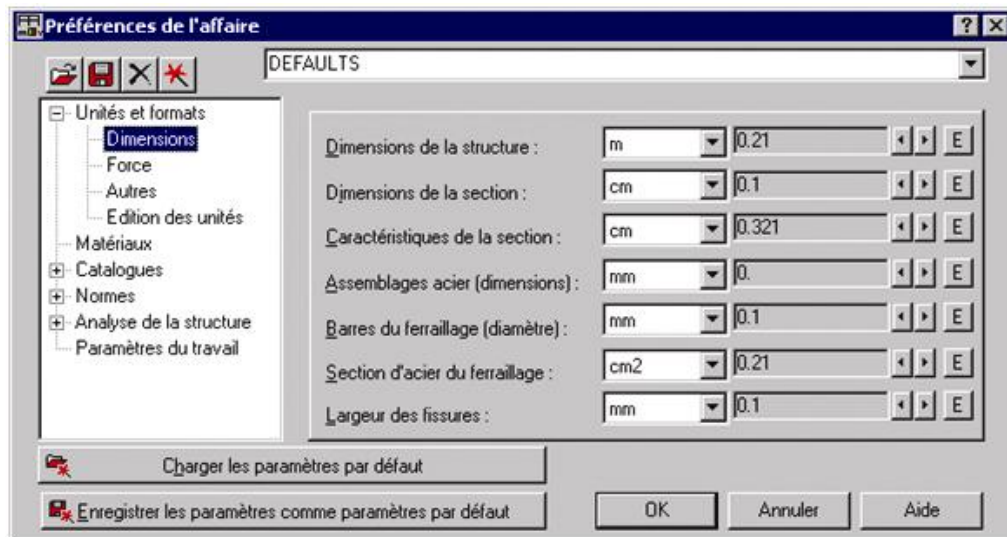




Figure IV.3) : Préférences de l'affaire

### ❖ Unités et formats :

- **Dimensions** : mettez toutes les valeurs avec trois (3) chiffres après la virgule.
- **Force** : mettez la Force (**kN**), le Moment (**kN.m**), et la Contrainte (**kN/m<sup>2</sup>**).
- **Autres** : mettez le Déplacement (**cm**), Rotation (**deg**), Température (**°C**), Poids (**kN**) et la Masse (**kg**).
- **Edition des unités** : mettez les longueurs (**m**), Force (**N**) et Masse (**kg**).

### ❖ Matériaux : mettez la Langue (Français), Acier (acier), Béton (béton), Aluminium (aluminium) et Bois (CR\_RESIN C18).

### ❖ Catalogue :

- **Barres d'armatures** : Sélectionner **BAEL99** et cliquer sur l'icône .
- **Treillis soudés** : Sélectionner **BIOMETAL** et cliquer sur l'icône .

### ❖ Normes de conceptions : Pour Structure acier et aluminium avec Assemblage acier (**CM66**), Structure bois (**CB71**), Béton armé (**BAEL91 mod.99**), et Géotechnique (**DTU 13.12**).

- Charges : Pondérations (**BAEL91**), Charges de neige et vent (**NV65/N84mod.96**), Charges sismique (**RPA99 (2003)**).


### ❖ Analyse de la structure : Cocher (liaisons rigides).

- Analyse modale : Dans la rubrique Type de matrice de masse coché (Cohérente).

### ❖ Paramètres du travail : Dans type de maillage sélectionné (Normal).

Avant de cliquer sur **OK**, donner un nom à la nouvelle configuration.

### 2.3) Lignes de construction :

Avant de dessiner la structure, on doit créer les lignes de construction qui servent à modéliser la structure. Dans le menu « structure-lignes de constructions » ou dans la barre d'outils « Modèle de structure » à droite, on clique sur l'icône 

Les cotes des lignes de construction de la structure sont introduites dans la fenêtre donnée ci-dessous dans un système de coordonnées cartésiennes, cylindriques ou arbitraires.

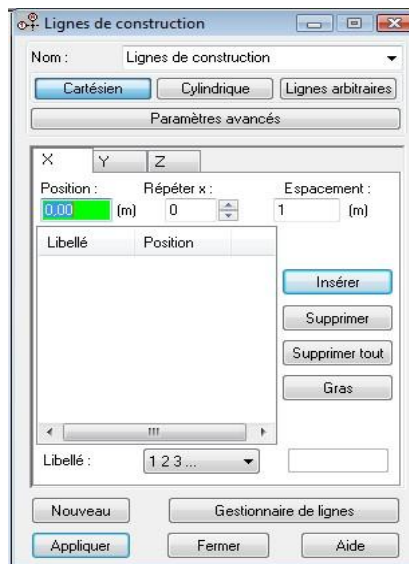



Figure IV.4) : Lignes de construction.

### 2.4) Profils des barres :

Cette étape permet de définir les différentes sections. Dans le menu « structure - Caractéristiques- Profils de barres » ou dans la barre d'outils « Modèle de structure », on clique sur l'icône 

Puis on clique sur « Définir un nouveau profilé » et on choisit le type et la géométrie de notre section, en introduisant les dimensions de nos éléments.

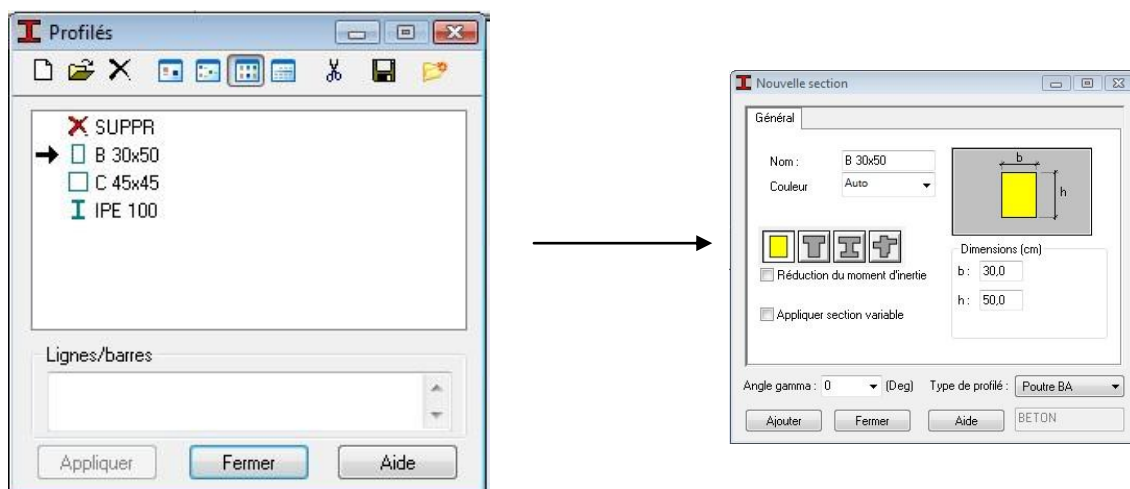

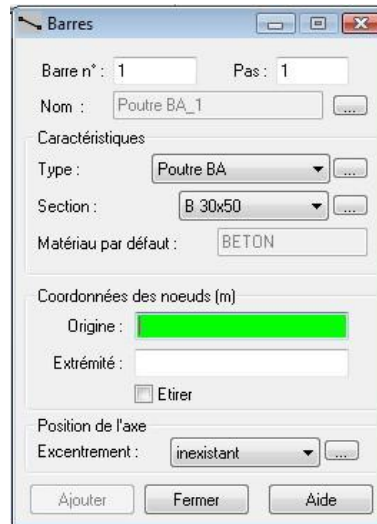


Figure IV.5) : Choix des profilés des barres

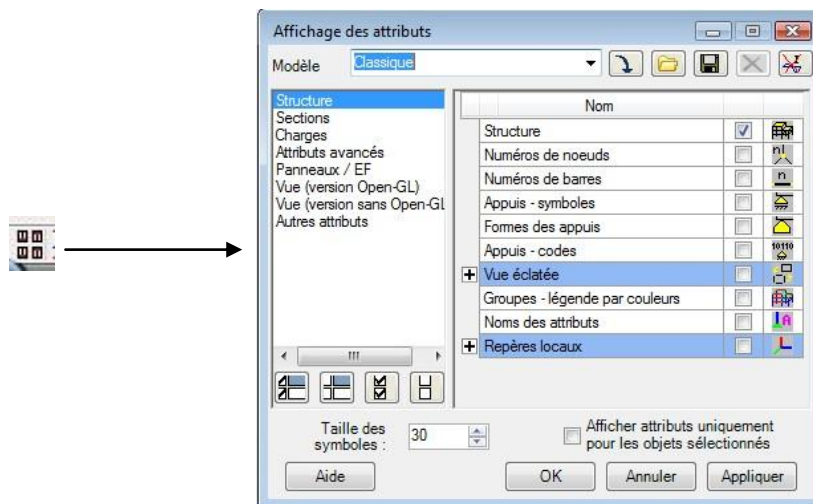
### 2.5) Création du modèle de la structure :

Dans le menu « structure-Barres » ou 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.



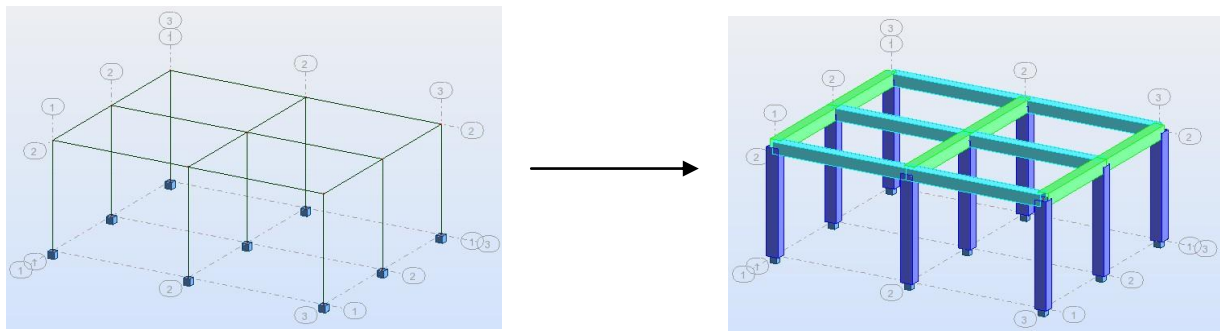
**FigureIV.6) : Modélisation des poteaux et des poutres.**

Après avoir dessiné la structure, le logiciel permet de donner aux éléments de la structure les attributs. Pour choisir les attributs à afficher à l'écran, Dans le menu « Affichage-Attributs » ou on clique sur l'icône « Affichage des attributs » qui se trouve en bas et à gauche de la fenêtre de **ROBOT**.



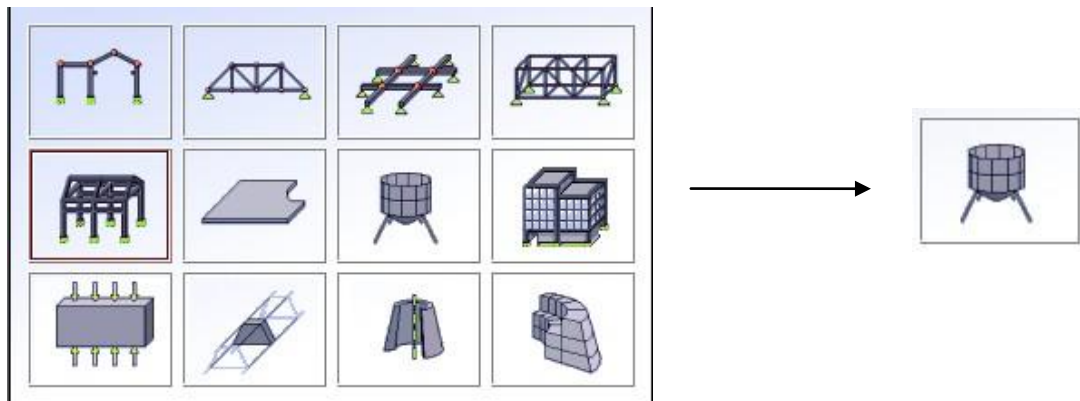
**Figure IV.7) : Boite de dialogue « Affichage des attributs »**

**Exemple :**

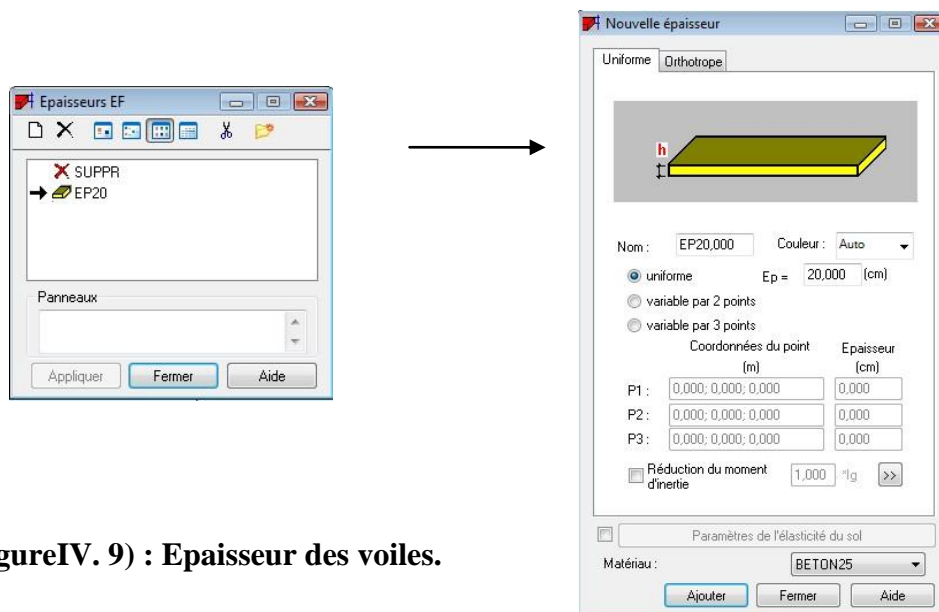


**2.6) Définition des voiles de contreventement :**


Dans le menu « structure », « type de structure », on choisit la case « étude d'une coque »




**Figure IV.8) : Définition des voiles.**

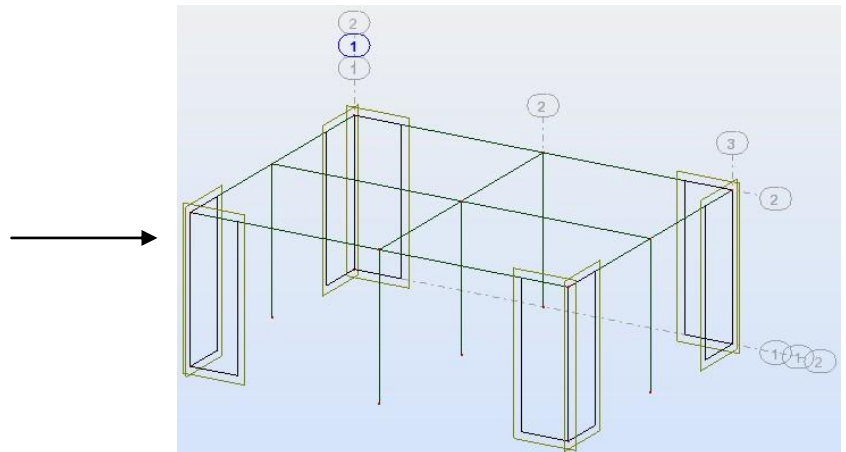
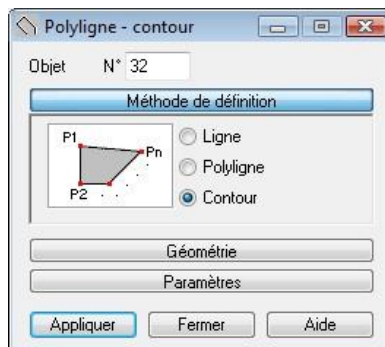


**FigureIV. 9) : Epaisseur des voiles.**


Dans la barre d'outils « Modèle de structure » de l'interface **ROBOT** on clique sur l'icône  pour introduire les caractéristiques géométriques des voiles (épaisseur). On clique sur le

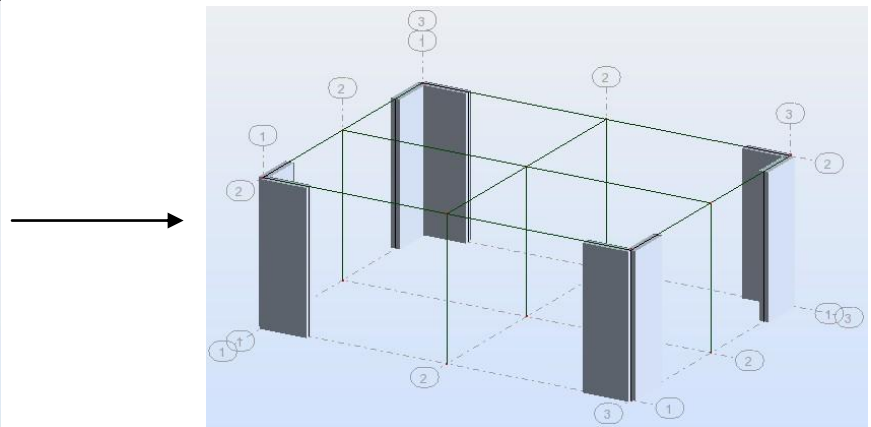
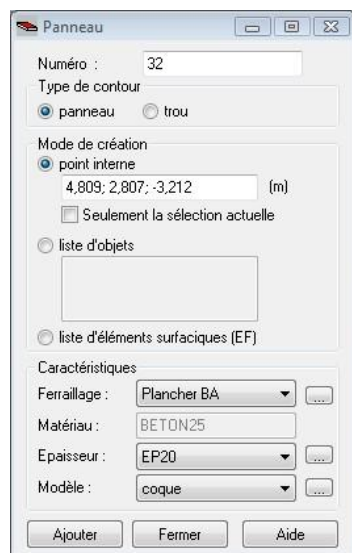
bouton « Définir nouvelle épaisseur ». On choisit l'onglet « Uniforme » et on introduit le nom, l'épaisseur et le type de la géométrie ainsi que le matériau.

Avant de modéliser les voiles, on crée leurs lignes de construction, comme montré précédemment. On doit, pour cela, définir les contours des voiles. On clique sur l'icône « Poly ligne-contour »  et on coche la case « Contour » ainsi que la case « Panneau » du bouton « Paramètres ». La construction du contour peut se faire aussi bien en mode graphique qu'en mode texte.




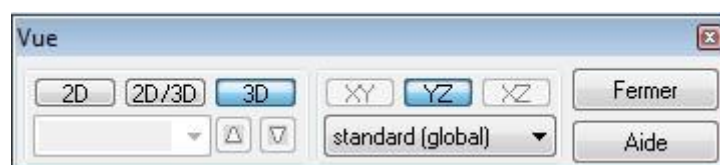
**Figure IV.10) : Définition des contours des voiles.**

Pour créer les voiles, on clique sur l'icône « Panneau »  de la barre d'outils, cocher la case panneau et poser 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 voile.



**Figure IV.11) : Définition des panneaux.**

Pour afficher la structure ainsi créée, on clique sur la case du repère  et dans la boîte de dialogue « Vue » qui apparaît, on peut choisir de visualiser la structure en 2 ou 3 dimensions et se déplacer entre les différents niveaux et portiques.



**Figure IV.12) : Choix de la présentation**

### 2.7) Définition des degrés de liberté des nœuds de la base :

Pour bloquer le mouvement des nœuds de la base de la structure on les sélectionne puis dans le menu « **Structure** », on choisit « **Appui** ». Dans la boîte de dialogue « **Appuis** », on clique sur l'onglet « **Nodaux** » puis sur Encastrement.

Pour encastrer la base des voiles on la sélectionne et on clique sur l'onglet « **Linéaires** » puis sur Encastrement.

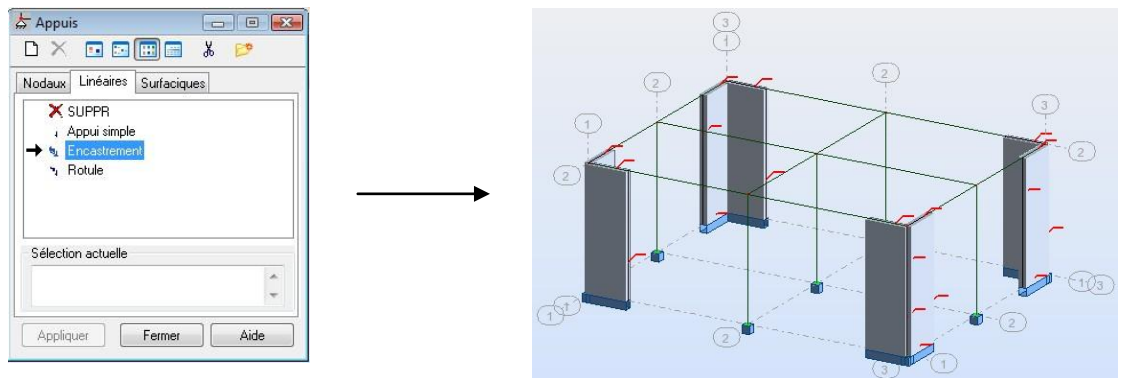



Figure IV.13) : Définition des appuis

### 2.8) le choix de nœud maître et nœuds esclaves :

Pour satisfaire l'hypothèse du plancher infiniment rigide (**diaphragmes**) on doit définir le nœud maître et les nœuds esclaves. Dans le menu « **Structure** » puis « **caractéristiques additionnels** » puis « **liaisons rigides** » dans la boîte de dialogue on crée une nouvelle liaison rigide en cliquant sur l'icône .

On clique dans la zone « **nœuds maîtres** » et on sélectionne graphiquement le nœud maître ou bien on écrit son numéro.

On clique dans la zone « sélectionner les nœuds esclaves » et on sélectionne graphiquement les nœuds esclaves ou bien on écrit leurs numéros.

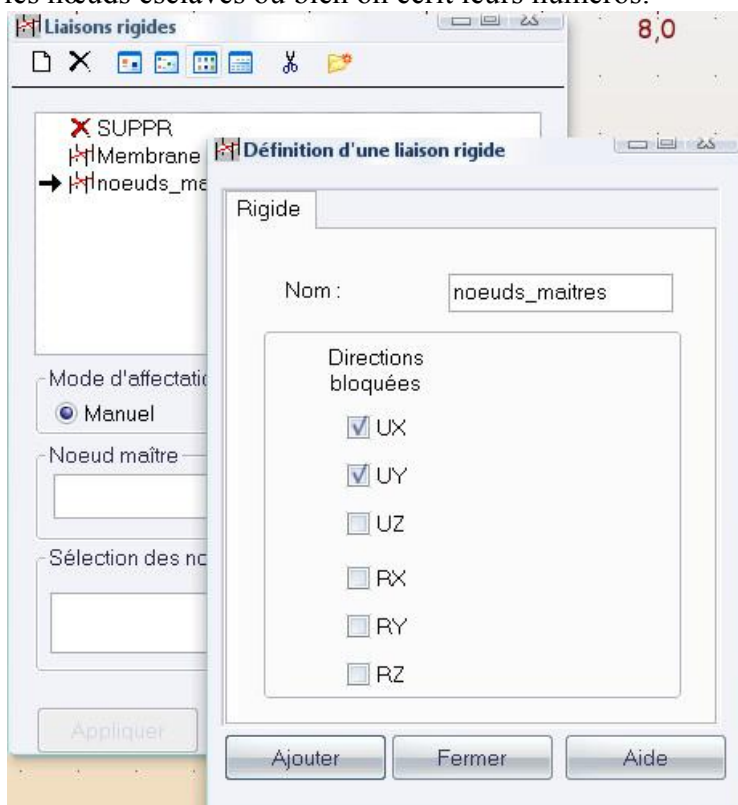
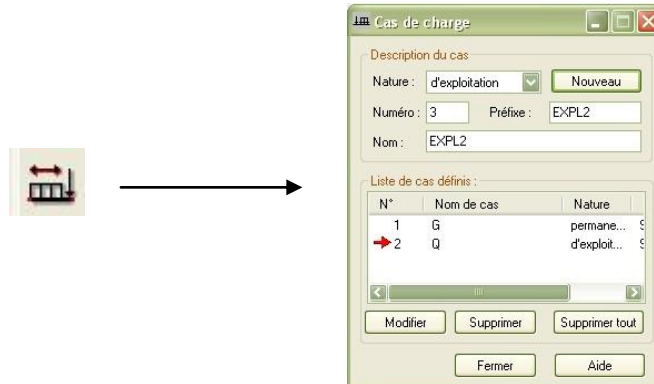


Figure IV.14) : liaison rigide

### 1.2.8) Définitions des cas de charges :

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 clique sur « **Nouveau** ». Ou bien dans la barre de menu cliquer sur l'icône :



FigureIV.15) : Définition des charges.

On peut créer les types de charges suivantes :

**G** : Charge permanente.

**Q** : Charge d'exploitation.

**S** : Charge des neiges.

**W** : Charge du vent.

**E** : Charge sismique. Et pour se faire on :

Choisit le type de charge, on lui donne un nom puis on clique sur « nouveau ».

Et c'est la même procédure pour toutes les charges.

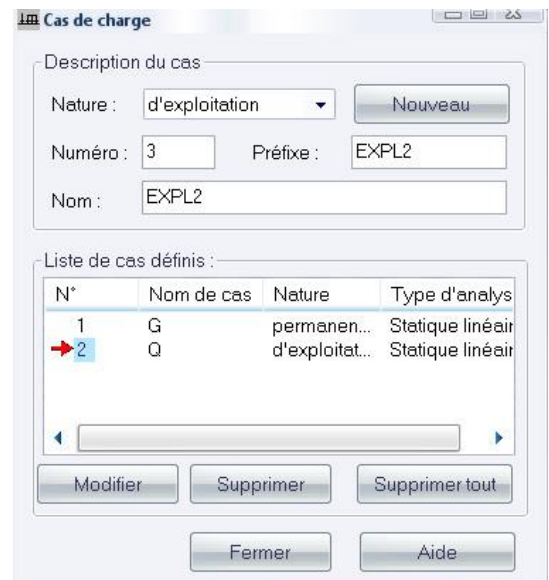


Figure IV.16) : Définition des charges.

### 2.9) Chargement de la structure :

Pour charger la structure on choisit le type de charge **G** (permanente) ou **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 boîte 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.

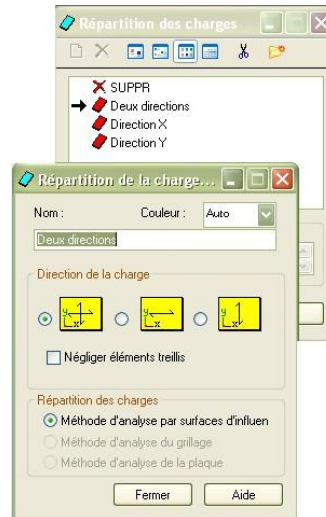


Figure IV.17) : Choix des bardages.

Dans le menu « charge », « autres charges », « charge surfacique sur barre par objet 3D), on introduit la valeur de G ou Q dans la zone « charge » :

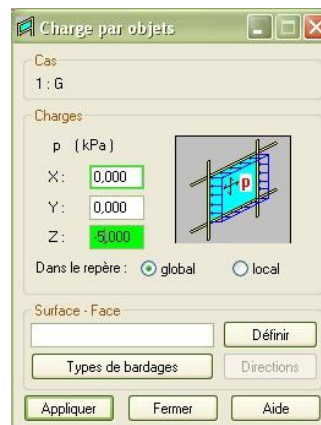


Figure IV.18) : Application des charges surfaciques

Puis on clique sur « Définir » pour définir géométriquement le contour du plancher qui est soumis à une charge uniformément répartie.

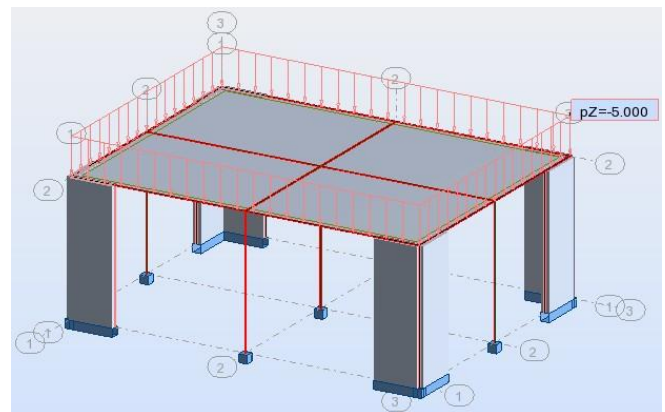
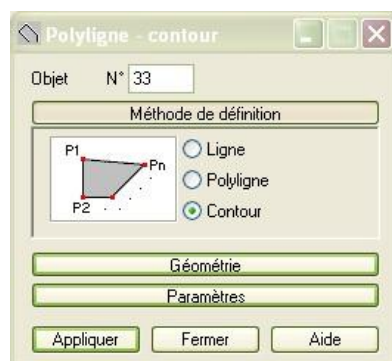


Figure IV.19) : Application des charges surfaciques.

2.10) Définition des options de calculs : (analyse statique, modale et dynamique)

Dans le menu « Analyse », « Type d'analyse » on choisit les options de calculs à savoir le type d'analyse (modale et sismique), modèle de la structure et la masse. Où l'on introduit le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du règlement parasismique algérien 99 version 2003 pour l'analyse sismique.

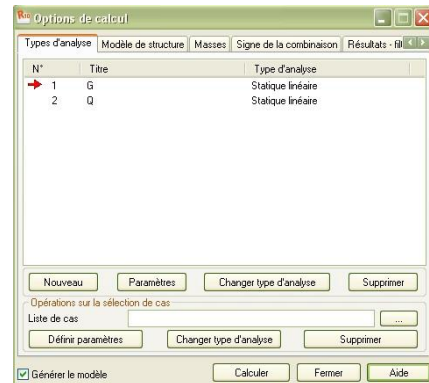


Figure IV- 20) : Définition des charges dynamiques.

On clique sur « Nouveau » et sélectionné le champ « Modale... ». Les paramètres de l'analyse modale sont introduits dans la boite de dialogue qui s'affiche à l'écran après validation de la précédente.

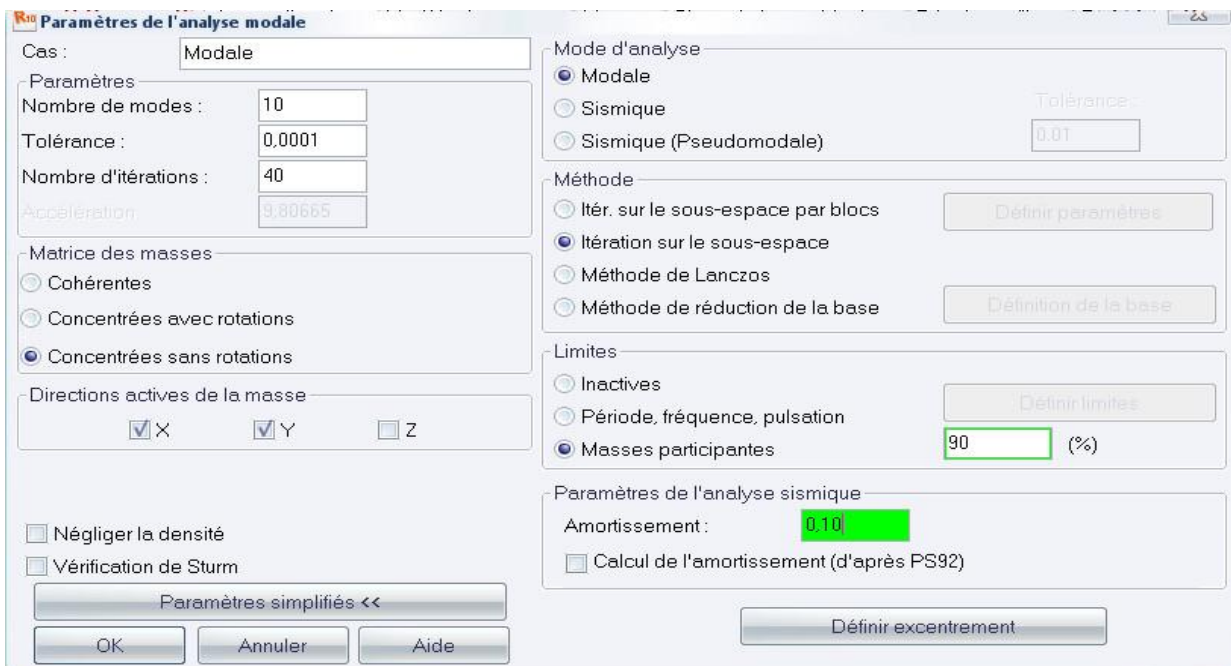
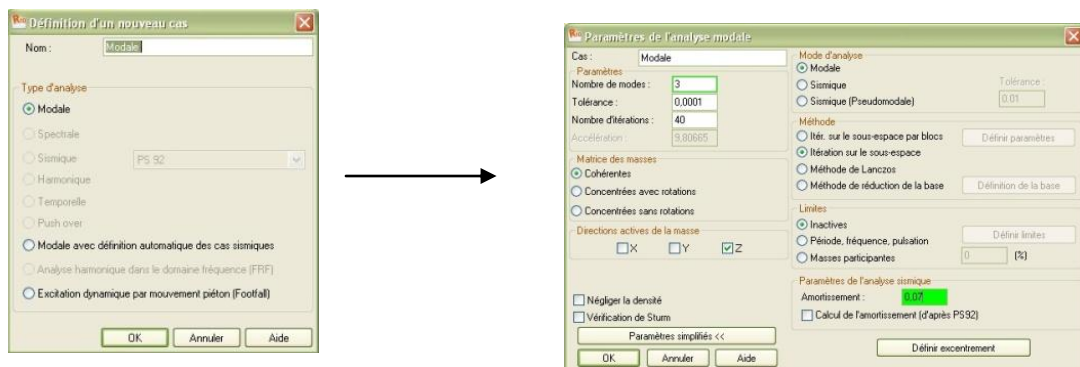
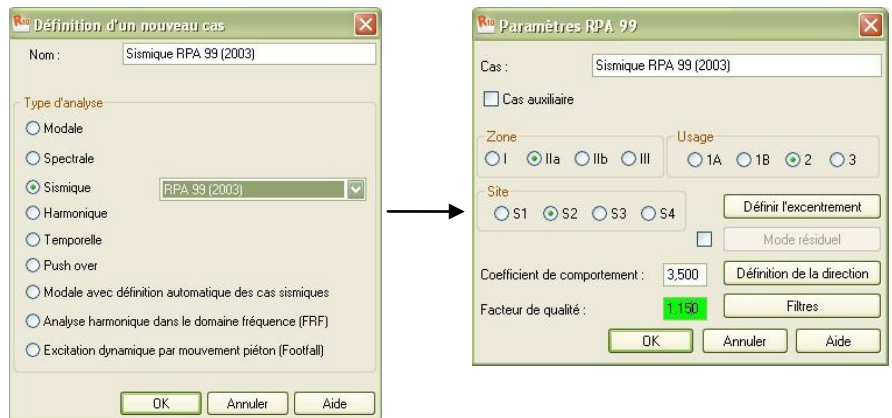


Figure IV.21) : Définition des charges dynamiques.

On clique une second fois sur « Nouveau », on coche la case sismique, on choisit **RPA99 version2003** et OK.

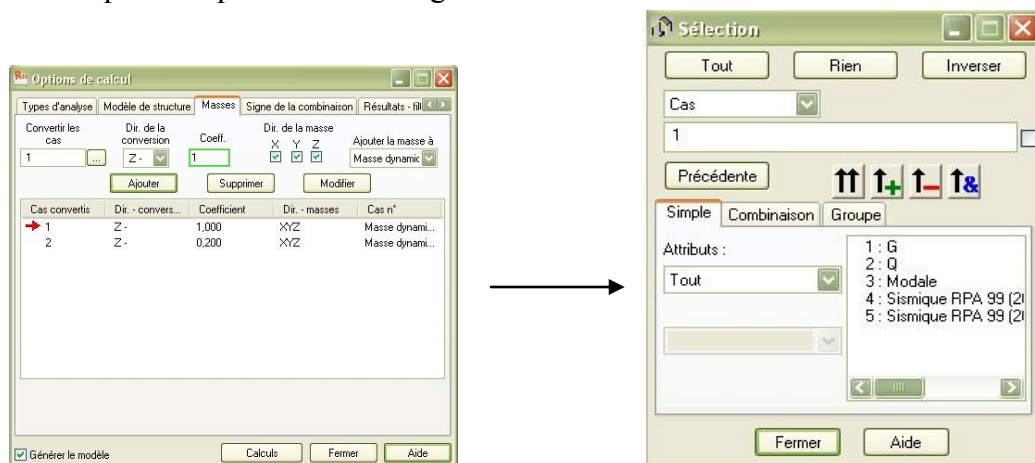
On introduit les paramètres concernant notre structure et on valide et met **Z=0** dans « Définition de la direction »



**Figure IV.22) : Définition des paramètres RPA.**

Le logiciel permet de calculer la masse de la structure à partir des éléments et des charges que l'on introduits.

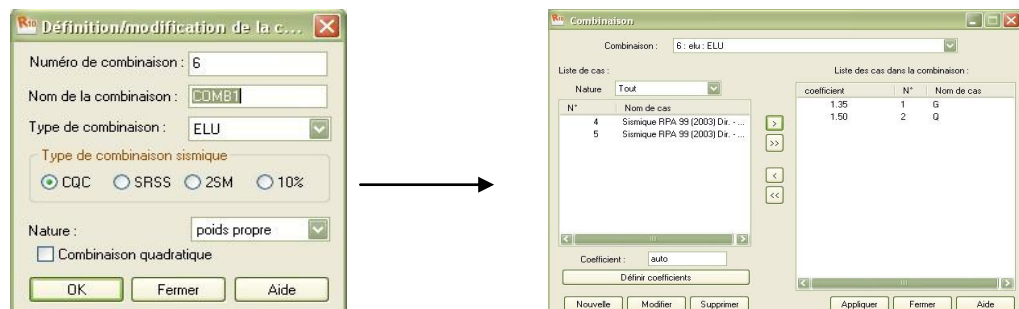
Dans le menu « masse » de la boîte de dialogue « option de calcul », on click sur convertir les cas puis dans la fenêtre qui apparait, on choisit le cas de charge (**G ou Q**) et on click sur **↑+** puis on ferme. On choisit la direction ainsi que le coefficient et on click sur ajouter. On refait la même opération pour l'autre charge et on fermer.



**Figure IV.23) : Considération de la masse totale et de 20% des charges d'exploitations**

**2.12) Les combinaisons d'actions :**

Dans le menu « chargement », « combinaison manuel », on choisi le type de la combinaison et sa nature. On valide avec la touche **>**



**FigureIV.24) : définir les combinaisons d'actions**

Pour faire une autre combinaison on click sur nouvelle, on refait la même opération pour toutes les combinaisons.

### IV-3) Vérification et analyse de la structure :

#### 3-1) Vérification de la structure :

Avant de passer à l'analyse de la structure, le logiciel permet de vérifier s'il y a 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.

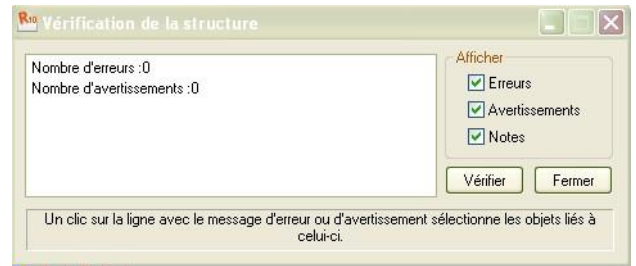


Figure IV.25)

#### 3-2) Analyse de la structure :

Dans le menu « analyse », « calculer », on lance l'analyse de la structure.

### IV-4) Exploitation des résultats :

Dans le menu « résultat » on click sur le résultat que l'on veut afficher (réactions, diagrammes, flèche, efforts, contraintes, déplacements, ferrailage, ...). On peut aussi click 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, dés efforts internes aux plans de ferrailage en passant par des notes de calculs, nous allons donner quelques exemples des résultats que l'on exploite le plus.



Figure IV.26)

#### 4-1) Vérification des périodes :

On click sur le bouton droit de la souris et puis sur tableau, on coche la case (mode propre) ou bien dans le menu « résultats » « avancé » « 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] | Tot.mas.UZ [kg] |
|----------|----------------|---------------|------------------------|------------------------|------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| 3/ 1     | 63,699         | 0,016         | #ind#                  | #ind#                  | 0,000                  | #ind#               | #ind#               | 0,000               | 0,0             | 0,0             | 80023,56        |
| 3/ 2     | 90,614         | 0,011         | #ind#                  | #ind#                  | 0,000                  | #ind#               | #ind#               | 0,000               | 0,0             | 0,0             | 80023,56        |
| 3/ 3     | 91,579         | 0,011         | #ind#                  | #ind#                  | 0,000                  | #ind#               | #ind#               | 0,000               | 0,0             | 0,0             | 80023,56        |
| 4/ 1     | 63,699         | 0,016         | #ind#                  | #ind#                  | 0,000                  | #ind#               | #ind#               | 0,000               | 0,0             | 0,0             | 80023,56        |
| 4/ 2     | 90,614         | 0,011         | #ind#                  | #ind#                  | 0,000                  | #ind#               | #ind#               | 0,000               | 0,0             | 0,0             | 80023,56        |
| 4/ 3     | 91,579         | 0,011         | #ind#                  | #ind#                  | 0,000                  | #ind#               | #ind#               | 0,000               | 0,0             | 0,0             | 80023,56        |
| 5/ 1     | 63,699         | 0,016         | #ind#                  | #ind#                  | 0,000                  | #ind#               | #ind#               | 0,000               | 0,0             | 0,0             | 80023,56        |
| 5/ 2     | 90,614         | 0,011         | #ind#                  | #ind#                  | 0,000                  | #ind#               | #ind#               | 0,000               | 0,0             | 0,0             | 80023,56        |
| 5/ 3     | 91,579         | 0,011         | #ind#                  | #ind#                  | 0,000                  | #ind#               | #ind#               | 0,000               | 0,0             | 0,0             | 80023,56        |

Figure IV.27) :

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] | Tot.mas.UZ [kg] |
|------------|----------------|---------------|------------------------|------------------------|------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| <b>MAX</b> | 43,162         | 0,045         | 72,625                 | 82,799                 | #ind#                  | 46,503              | 27,545              | #ind#               | 632531,228      | 632531,228      | 0,0             |
| Cas        | 3              | 3             | 3                      | 3                      | 3                      | 3                   | 3                   | 3                   | 3               | 3               | 3               |
| Mode       | 15             | 1             | 15                     | 15                     | 1                      | 2                   | 13                  | 1                   | 1               | 1               | 1               |
| <b>MIN</b> | 22,330         | 0,023         | 23,409                 | 0,061                  | #ind#                  | 0,003               | 0,025               | #ind#               | 632531,228      | 632531,228      | 0,0             |
| Cas        | 3              | 3             | 3                      | 3                      | 3                      | 3                   | 3                   | 3                   | 3               | 3               | 3               |
| Mode       | 1              | 15            | 1                      | 1                      | 1                      | 12                  | 15                  | 1                   | 1               | 1               | 1               |

Figure IV.28) :

#### 4-2) Vérification des déplacements des nœuds :

On coche la case (déplacement des nœuds) dans le tableau précédant ou bien dans le menu « résultats » « déplacements » et on aura les déplacements des nœuds de la structure

|            | UX [cm]      | UY [cm]      | UZ [cm] | RX [Deg] | RY [Deg] | RZ [Deg]     |
|------------|--------------|--------------|---------|----------|----------|--------------|
| <b>MAX</b> | 0,022        | 0,021        | 0,052   | 0,023    | 0,019    | 0,008        |
| Noeud      | 1319         | 1628         | 130     | 77       | 351      | 174          |
| Cas        | 14 (C) (CQC) | 15 (C) (CQC) | 6 (C)   | 6 (C)    | 6 (C)    | 15 (C) (CQC) |
| Mode       |              |              |         |          |          |              |
| <b>MIN</b> | -0,019       | -0,032       | -0,050  | -0,034   | -0,053   | -0,006       |
| Noeud      | 1319         | 193          | 688     | 82       | 174      | 174          |
| Cas        | 8 (C) (CQC)  | 6 (C)        | 6 (C)   | 6 (C)    | 6 (C)    | 9 (C) (CQC)  |
| Mode       |              |              |         |          |          |              |

Figure IV.29) :

#### 4-3) Vérification de la flèche :

Même opération que précédemment, en cochant (flèche des barres).

|            | UX [cm]      | UY [cm] | UZ [cm] |
|------------|--------------|---------|---------|
| <b>MAX</b> | 0,001        | 0,023   | 0,010   |
| Barre      | 346          | 693     | 677     |
| Cas        | 8 (C) (CQC)  | 6 (C)   | 6 (C)   |
| Mode       |              |         |         |
| <b>MIN</b> | -0,001       | -0,036  | -0,154  |
| Barre      | 346          | 509     | 516     |
| Cas        | 14 (C) (CQC) | 6 (C)   | 6 (C)   |
| Mode       |              |         |         |

Figure IV.30) :

## 2.6) 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>  | 5,603   | 3,579   | 59,526  | 0,502    | 0,505    | 0,007    |
| <b>Hoed</b> | 5       | 17      | 17      | 154      | 197      | 5        |
| <b>Cas</b>  | 6 (C)   | 6 (C)   | 6 (C)   | 6 (C)    | 6 (C)    | 6 (C)    |
| <b>Mode</b> |         |         |         |          |          |          |
| <b>MIN</b>  | -5,603  | -3,579  | 0,0     | -0,502   | -0,505   | -0,007   |
| <b>Hoed</b> | 17      | 9       | 1       | 109      | 242      | 1        |
| <b>Cas</b>  | 6 (C)   | 6 (C)   | 4       | 6 (C)    | 6 (C)    | 6 (C)    |
| <b>Mode</b> |         |         | CQC     |          |          |          |

Figure IV.31) :

## 4-4) Les efforts internes dans les barres :

Si l'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>   | 36,236  | 1,605   | 40,307  | 0,111    | 2,235    | 0,389    |
| <b>Barre</b> | 9       | 3       | 23      | 17       | 29       | 3        |
| <b>Hoed</b>  | 17      | 5       | 12      | 2        | 18       | 5        |
| <b>Cas</b>   | 6 (C)   | 6 (C)   | 6 (C)   | 6 (C)    | 6 (C)    | 6 (C)    |
| <b>MIN</b>   | -6,168  | -1,605  | -40,307 | -0,111   | -31,990  | -0,389   |
| <b>Barre</b> | 19      | 1       | 20      | 16       | 23       | 1        |
| <b>Hoed</b>  | 2       | 1       | 12      | 6        | 12       | 1        |
| <b>Cas</b>   | 6 (C)   | 6 (C)   | 6 (C)   | 6 (C)    | 6 (C)    | 6 (C)    |

Figure IV.32) :

## 4-5) Diagramme des efforts dans 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 **FX**; efforts tranchant **FZ, FY**; moments **MY** et **MZ**) appliquer et fermer.



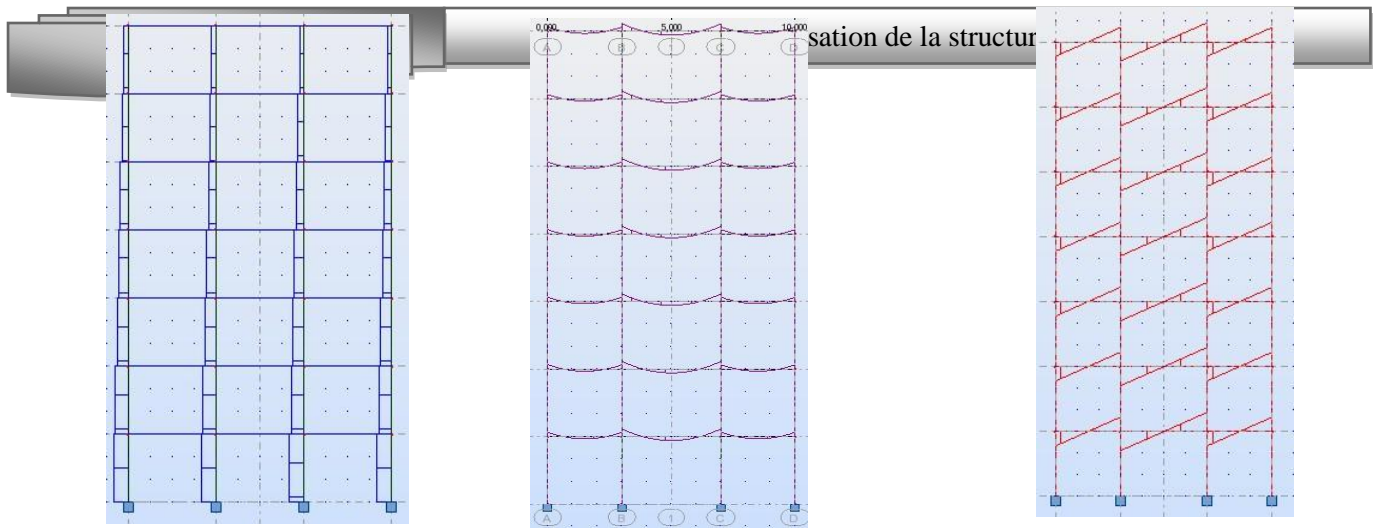


Figure IV.33) : les différents diagrammes des portiques (N, T et M)

On peut également avoir la déformée de la structure avec animation. On click sur « déformée », puis sur « démarrer ».

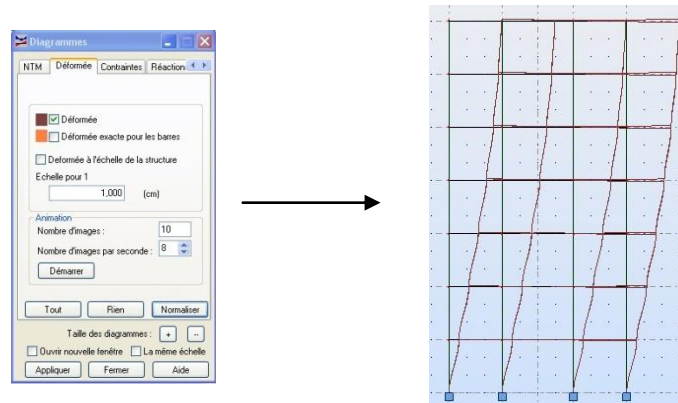


Figure IV.34) : déformée d'un portique

Nous avons aussi la possibilité d'afficher pour un élément donné 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 chargement à ELU.



Figure IV.35) :

#### 4-6) les efforts dans les voiles :

Dans le menu « **résultats** » on clic 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.

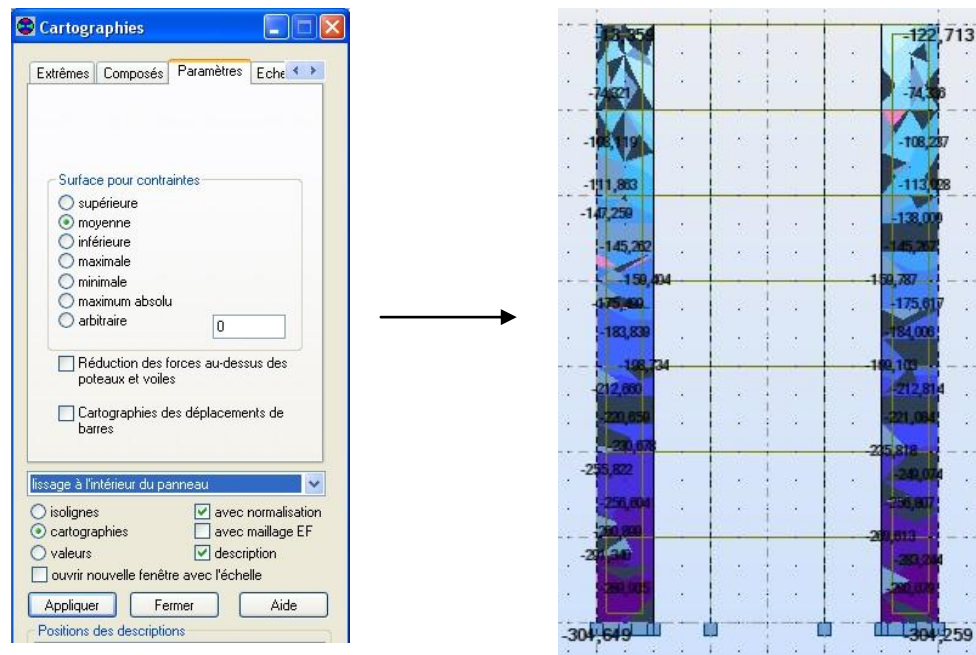


Figure IV. 36) :

On a aussi la possibilité d'afficher ces résultats sous forme de diagrammes dans le menu « **résultats** », « **coupes sur panneaux** »

#### 4-7) note de calcul :

Dans le menu « **analyse** », « **note de calcul** » et on choisit simple ou détaillée. Nous avons la possibilité de l'enregistrer sous fichier Word et l'imprimer.

Propriétés du projet: **Structure\_3D**

Type de structure : Coque

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

**X** = 6.000 (m)

**Y** = 5.000 (m)

**Z** = 11.085 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure:

**I<sub>x</sub>** = 24599041.405 (kg\*m<sup>2</sup>)

**I<sub>y</sub>** = 27802050.404 (kg\*m<sup>2</sup>)

**I<sub>z</sub>** = 17718451.538 (kg\*m<sup>2</sup>)

**Masse** = 468555.480 (kg)

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

**X** = 6.000 (m)

**Y** = 5.000 (m)

**Z** = 11.396 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

$I_x = 72046526.224 \text{ (kg*m}^2\text{)}$

$I_y = 80719464.058 \text{ (kg*m}^2\text{)}$

$I_z = 47742004.250 \text{ (kg*m}^2\text{)}$

**Masse = 1420211.713 (kg)**

Description de la structure

|                                  |           |
|----------------------------------|-----------|
| Nombre de noeuds:                | 423       |
| Nombre de barres:                | 110       |
| Eléments finis linéiques:        | 440       |
| Eléments finis surfaciques:      | 264       |
| Eléments finis volumiques:       | 0         |
| Nbre de degrés de liberté stat.: | 2346      |
| <b>Cas:</b>                      | <b>11</b> |

**Cas : 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                        | : | IIb    |
| Usage                       | : | 2      |
| Assise                      | : | S2     |
| Coefficient de qualité      | : | 1.000  |
| Coefficient de comportement | : | 3.500  |
| Amortissement               | : | X =    |
|                             |   | 7.00 % |

**Paramètres du spectre:**

Correction de l'amortissement :  $\eta = [7/(2+\xi)]^{0,5} = 0.882$

**A** = 0.200

**T1** = 0.150

**T2** = 0.400

### 5.) Ferrailage :

ROBOT nous donne le ferrailage des éléments de la structure, les plans d'exécution avec la nomenclature, et pour se faire, on choisit dans le menu « analyse », « dimensionnement élément en BA » et on choisit « dimensionnement poteaux en BA » après avoir sélectionné un poteau par exemple. Une boîte de dialogue s'affiche, on choisit sous quelle combinaison le calcul s'effectuera

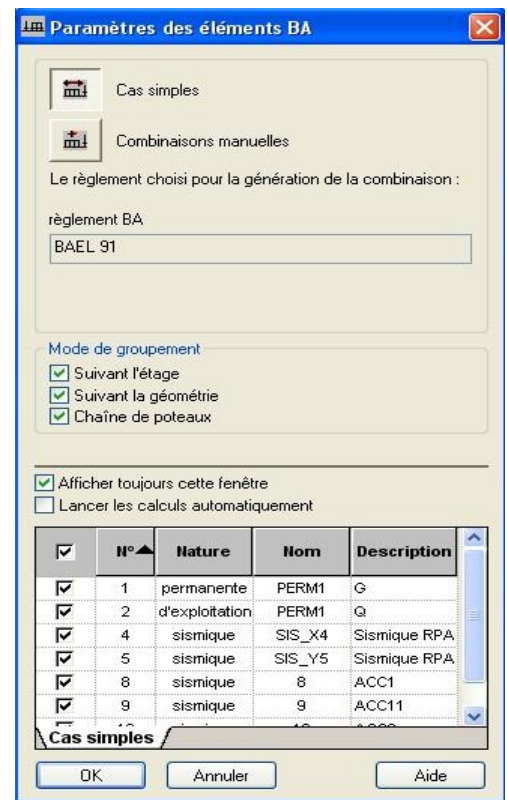
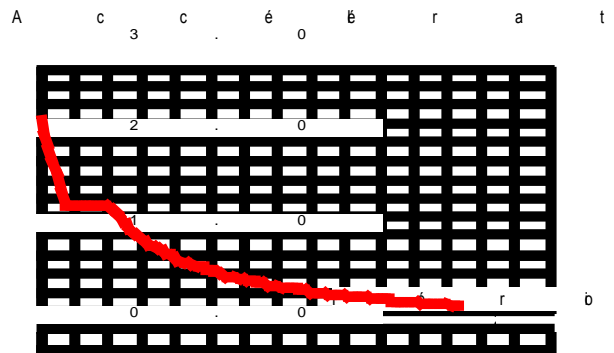


Figure IV.37)

Dans le menu « **analyse** », on règle les options de calcul, disposition du ferrailage et les paramètres de niveau ainsi que ceux de dessin et on click sur calculer. On aura la boîte de dialogue **IV.34)** et on coche la case « **ferrailage** » puis « **calculer** ».

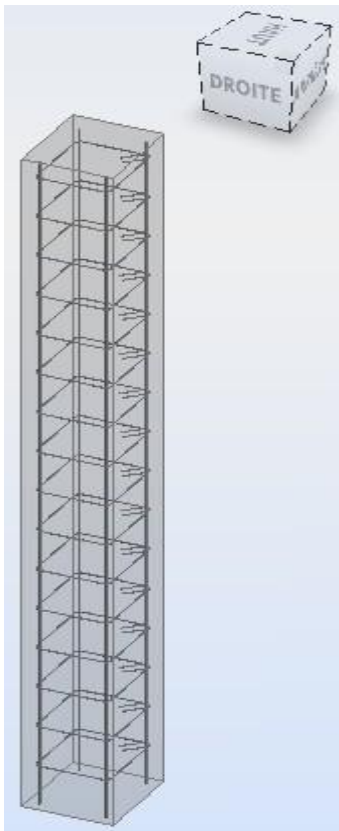


Figure IV.38)

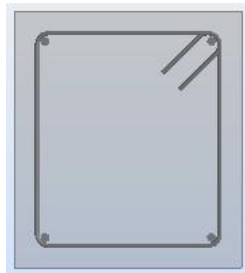


Figure IV.39) : ferrailage d'un poteau

|   | N° | Type d'armature | Type d'acier | Diamètre [mm] | Code de la forme | Nombre | [m]       | [m]       | [m]       | [m]       |
|---|----|-----------------|--------------|---------------|------------------|--------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| 1 | 1  | transversale    | HA 400       | 8             | 31               | 16     | A = 0,290 | B = 0,340 | C = 0,290 | D = 0,340 |
| 2 | 2  | principale      | HA 400       | 14            | 00               | 4      | A = 3,195 |           |           |           |
| * |    |                 |              |               |                  |        |           |           |           |           |

Si on veut avoir le dessin complet, on click sur « **dessin** », **Figure 40)**



**Figure IV.40)**

**CONCLUSION :**

Nous avons présenté en générale les grandes lignes de la modélisation d'un bâtiment avec le logiciel **ROBOT2010** et l'exploitation des résultats.  
Je vous remercie pour votre attention.

*6-) Définition des données à introduire dans ROBOT :*

*6-1) Caractéristique de la structure :*

*a) 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'exploitation

*b) Charges permanentes et d'exploitations :*

| Elements                      | Charges permanentes<br>G(KN /m <sup>2</sup> ) | Charges d'exploitations<br>Q(KN /m <sup>2</sup> ) |
|-------------------------------|---|---|
| Plancher terrasse             | 5,78  | 1   |
| Plancher étage courant et RDC | 5,28  | 1,5   |
| Plancher sous sol             | 5,28  | 5   |
| Balcon                        | 5,53  | 3,5   |

*Remarque :*

Le poids propre des poutres (principales et secondaires) , poteaux, dalles pleines et voiles sont calculés et pris en compte par le logiciel **ROBOT** lors de la modélisation de la structure .

*c) Evaluation de la charge dynamique :*

L'action sismique est représentée par un spectre de réponse en déterminant pour chaque valeur de la période **T** une valeur **S<sub>a</sub>/g**

Le logiciel comprend dans ça base de données le règlement **RPA 99V 2003** qui nous permet de calculer le spectre de réponse et ce en introduisant les paramètres appropriés a la structure

➤ **Paramètre de spectre :**

- Correction de l'amortissement  $\eta = (7/(2+\varepsilon))^{0.5} \geq 0.7$   
 $\eta = 1.28 \geq 0.7$
- Coefficient d'accélération de zone **A=0,15**
- Période caractéristique associée a la catégorie de site :  
**T<sub>1</sub>=0,15 s    T<sub>2</sub>=0,4 s**
- Zone d'implantation : **IIa**
- Usage : **groupe 2**
- **R=5** Coefficient de comportement global du bâtiment pour une construction de contreventement mixte (**page 41 RPA 99V2003**)
- **ε=0.1** (**page 38 RPA 99V2003**)
- $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 Pq$   
Pq : pénalité a retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou pas , sa valeur est donnée par le **RPA** (**page 44** )

| Critère q   | Observation | Pq   |
|---|-------------|------|
| 1-conditions minimales sur les files de contreventement | NON         | 0,05 |
| 2-Redondance en plan                                    | NON         | 0,05 |
| 3-Régularité en plan                                    | OUI         | 0,00 |
| 4-Régularité en élévation                               | OUI         | 0,00 |
| 5-Contrôle de la qualité des matériaux                  | OUI         | 0,00 |
| 6-Contrôle de la qualité de l'exécution                 | OUI         | 0,00 |

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 Pq = 1 + 0,05 + 0,05 = 1,1$$

### d) Calcul du centre de masse :

Pour pouvoir situer le nœud maître, et faire les diaphragmes, on doit déterminer les coordonnées du centre de masse qui sont calculé à partir des formules suivantes par rapport au système (OXY)

$$X_m = \frac{\sum M_i \cdot X_i}{\sum M_i} \qquad Y_m = \frac{\sum M_i \cdot Y_i}{\sum M_i}$$

**Avec :**

**M<sub>i</sub>** : masse de l'élément **i**

**X<sub>m</sub>, Y<sub>m</sub>** : Coordonnées du **CDG** de l'élément considéré par rapport au repère de calcul.

Si non le logiciel **ROBOT** nous calcul le **CDG** de toute la structure et on trouve ses coordonnées dans le menu « Analyse », « note de calcul » est le **CDG** d'un niveau sera le même pour tous les niveaux car tous les niveaux sont identique avec symétrie.

Les coordonnées de centre de masse sont les suivantes :

- **X<sub>m</sub>**=9,75 m
- **Y<sub>m</sub>**= 7,40 m
- **Z<sub>m</sub>**= 16,78 m

### 6-2) Combinaisons d'actions :

Les sollicitations à prendre en considération pour le calcul des armatures et effectuer les vérifications imposé par le [**BAEL91 mod99 et le RPA99 V2003**] sont combinées de façon à prévoir les efforts les plus défavorables contre lesquels la structure sera amenée à résister.

➤ **Les combinaisons selon le BAEL 91 mod99 :**

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

➤ **Combinaisons selon le RPA99 V2003 :**

$$0,8G \pm E$$

$$G + Q + E$$

**Avec :**

**G** : charge permanente

**Q** : charge d'exploitation

**E** : effet de séisme

**Remarque :** L'action du vent n'est pas prise en compte car elle est négligeable devant celle du séisme.

### 6-3) Caractéristiques du sol :

Notre site est de classe **S2** (ferme), elle est constituée du sable, du gravier très dense et d'argile sur-consolidée. L'étude géologique du site a donné une contrainte admissible est de **σ<sub>sol</sub> = 2.00 bar**.





# *Chapitre V*

*Résultats et vérification des exigences de RPA*

Promotion 2011/2012

### I) Résultats et vérifications des exigences de RPA :

Après avoir modéliser la structure , on s'intéressera dans ce présent chapitre à l'extraction des résultats (les périodes de vibration, les déplacements des nœuds, les efforts internes), et la vérification des exigences de **RPA** .

#### I.1) Hypothèses de la modélisation :

- Pas d'interaction entre le sol et la structure (structure spatiale).
- Encastrement parfait de la structure à la base.
- Les diaphragmes horizontaux sont infiniment rigides

#### I.2) Les résultats :

##### I.2.a) Les périodes de vibration :

Elles sont représentées dans le tableau des extrêmes Globaux donné par **ROBOT**, la période max est de **0,889 s** pour le 1er mode de vibration et la période min est de **0.053s** pour le **36 ème** mode de vibration.

|            | 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] | Tot.mas.UZ [kg] |
|------------|----------------|---------------|------------------------|------------------------|------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| <b>MAX</b> | 18,765         | 0,889         | 94,095                 | 94,276                 | 66,785                 | 61,121              | 59,679              | 21,850              | 7119121,189     | 7119121,189     | 3378978,237     |
| Cas        | 3              | 3             | 3                      | 3                      | 3                      | 3                   | 3                   | 3                   | 3               | 3               | 3               |
| Mode       | 36             | 1             | 36                     | 36                     | 36                     | 3                   | 1                   | 31                  | 1               | 1               | 1               |
| <b>MIN</b> | 1,125          | 0,053         | 0,033                  | 59,679                 | 0,004                  | 0,000               | 0,000               | 0,000               | 7119121,189     | 7119121,189     | 3378978,237     |
| Cas        | 3              | 3             | 3                      | 3                      | 3                      | 3                   | 3                   | 3                   | 3               | 3               | 3               |
| Mode       | 1              | 36            | 1                      | 1                      | 1                      | 11                  | 24                  | 2                   | 1               | 1               | 1               |

**Tableau (V.1) : Extrêmes globaux des périodes de vibration**

a) **Vérification de la période** : la période critique imposée par le [RPA 99 V 2003 ; Art. 4.2.4] est comme suite :

$$T_c = C_T H^{3/4}$$

**H** : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

**C<sub>T</sub>** : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

$$T_c = 0,05 \times 40.8^{3/4} = 0,807$$

$$\frac{T}{T_c} < 1,3$$

$$\frac{0,889}{0,807} = 1,10 < 1,3 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

### b) Vérification de l'effort tranchant à la base :

On doit vérifier que :  $V(\text{dyn}) > 80\% \cdot V(\text{st})$

Avec  $V(\text{dyn})$  : Les efforts tranchants dynamiques à la base de la structure donnée par le logiciel **ROBOT**.

$V(\text{st})$  : Effort tranchant statique calculée par la formule suivante  $V(\text{st}) = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$

$A = 0,10$  ;  $Q_y = 1,15$  ;  $Q_x = 1,15$  ;  $R = 5$

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} ; \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{d}} \right\}$$

$$T_x = 0,697 \text{ s}$$

$$T_y = 0,807 \text{ s}$$

$$T_2 = 0,5 \text{ s} \Rightarrow T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \Rightarrow D = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3}$$

$$\eta = 0,764 \longrightarrow \begin{cases} D_x = 1,53 \\ D_y = 1,38 \end{cases}$$

$$W_G = 53713,54 \text{ KN}$$

$$W_Q = 9463,01 \text{ KN}$$

$$W_T = W_G + 0,2 W_Q = 55606,14 \text{ KN}$$

D'où :

$$V_x = 1956,78 \text{ KN}$$

$$V_y = 1764,94 \text{ KN}$$

**Résultats des forces sismiques données par Robot**

$$V_{tx} = 2507,253 \text{ KN}$$

$$V_{ty} = 2859,899 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{tx}}{V_x} = \frac{2507,253}{1956,78} = 1,28 > 0,80 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{V_{ty}}{V_y} = \frac{2859,899}{1764,94} = 1,62 > 0,80 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### V.2.b) Les déplacements :

Les extrêmes globaux des déplacements de la structure sont résumés dans le tableau ci-dessous :

|              | UX [cm]      | UY [cm]      | UZ [cm] | RX [Deg] | RY [Deg] | RZ [Deg] |
|--------------|--------------|--------------|---------|----------|----------|----------|
| <b>MAX</b>   | 0,792        | 1,460        | 0,183   | 0,064    | 0,330    | 0,021    |
| <b>Noeud</b> | 1657         | 1660         | 28410   | 28353    | 28409    | 15715    |
| <b>Cas</b>   | 12 (C) (CQC) | 13 (C) (CQC) | 5       | 6 (C)    | 6 (C)    | 6 (C)    |
| <b>Mode</b>  |              |              | CQC     |          |          |          |
| <b>MIN</b>   | -0,776       | -1,019       | -9,389  | -1,616   | -0,185   | -0,017   |
| <b>Noeud</b> | 1658         | 11505        | 28409   | 28422    | 28415    | 27993    |
| <b>Cas</b>   | 9 (C) (CQC)  | 11 (C) (CQC) | 6 (C)   | 6 (C)    | 6 (C)    | 6 (C)    |
| <b>Mode</b>  |              |              |         |          |          |          |

**Tableau ( V.2) : Les extrêmes globaux des déplacement**

**Remarque :** Les déplacements horizontaux à chaque niveau « i » de la structure sont calculés comme suit :  $\delta_k = R \delta_{ek}$  [Art 4.19 RPA99 V 2003]

$R = 5$  (Coefficient de comportement).

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  y compris l'effet de torsion.

**Vérification :**

D'après [Art 5.10 RPA99 version 2003] les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

Pour notre structure :

$h_{T\ s-sol} = 4.08\text{m}$   $\longrightarrow$  Le déplacement max  $U \leq 4.08\text{cm}$

$h_{T\ ec} = 3.06\text{ m}$   $\longrightarrow$  Le déplacement max  $U \leq 3.06\text{ cm}$

Le déplacement relatif au niveau « i » par rapport au niveau « i-1 » est égale à :

$$\Delta U = U_i - U_{i-1}$$

La vérification des déplacements est résumée dans le tableau suivant :

| Niv. | H(m) | U <sub>x</sub> (cm) | U <sub>y</sub> (cm) | R*U <sub>x</sub> (cm) | R*U <sub>y</sub> (cm) | $\Delta_{i+1-i}$ (cm) | $\Delta_{i+1-ik}$ (cm) | 1%ht(cm) | Obs |
|------|------|---------------------|---------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|------------------------|----------|-----|
| 12   | 3.06 | 0.792               | 1.46                | 3.96                  | 7.30                  |                       |                        |          |     |
| 11   | 3.06 | 0.778               | 1.387               | 3.89                  | 6.935                 | 0.07                  | 0.365                  | 3.06     | Ok  |
| 10   | 3.06 | 0.723               | 1.256               | 3.615                 | 6.28                  | 0.275                 | 0.655                  | 3.06     | Ok  |
| 09   | 3.06 | 0.664               | 1.123               | 3.32                  | 5.615                 | 0.295                 | 0.665                  | 3.06     | Ok  |
| 08   | 3.06 | 0.600               | 0.989               | 3.00                  | 4.945                 | 0.320                 | 0.670                  | 3.06     | Ok  |
| 07   | 3.06 | 0.532               | 0.853               | 2.66                  | 4.265                 | 0.340                 | 0.680                  | 3.06     | Ok  |
| 06   | 3.06 | 0.460               | 0.717               | 2.30                  | 3.585                 | 0.36                  | 0.680                  | 3.06     | Ok  |
| 05   | 3.06 | 0.386               | 0.585               | 1.93                  | 2.925                 | 0.37                  | 0.660                  | 3.06     | Ok  |
| 04   | 3.06 | 0.311               | 0.456               | 1.555                 | 2.28                  | 0.375                 | 0.645                  | 3.06     | Ok  |
| 03   | 3.06 | 0.238               | 0.335               | 1.19                  | 1.675                 | 0.365                 | 0.605                  | 3.06     | Ok  |
| 02   | 3.06 | 0.168               | 0.223               | 0.84                  | 1.115                 | 0.35                  | 0.560                  | 3.06     | Ok  |
| 01   | 3.06 | 0.106               | 0.133               | 0.53                  | 0.665                 | 0.31                  | 0.450                  | 3.06     | Ok  |
| RDC  | 3.06 | 0.052               | 0.066               | 0.26                  | 0.33                  | 0.27                  | 0.335                  | 3.06     | Ok  |
| S-s  | 4.08 | 0.015               | 0.117               | 0.075                 | 0.585                 | 0.185                 | -0.255                 | 4.08     | Ok  |

**Tableau (V.3) : les déplacements dans les étages**

**V.2.c) Les excentricités** [Art 4.2.7 RPA 99 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 ( $e_{x0}$  ;  $e_{y0}$ ) données par Robot sont affichées dans le tableau suivant :

Tableau( V.4 ) : les excentricités théoriques

| 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] |
|-----------|----------|------------|-----------------|-----------------|-------------|--------------|--------------|---------|---------|---------|---------|
| 4/ 1      | s        | 274312,844 | 13,539 6,500 2, | 13,603 5,015 2, | 3575787,492 | 18021202,258 | 20655268,200 | 0,064   | 1,485   | 0,0     | 0,0     |
| 4/ 2      | RDC      | 275711,026 | 13,645 8,958 6, | 14,047 8,891 6, | 8619819,881 | 18466673,059 | 26520099,582 | 0,402   | 0,066   | 0,0     | 0,0     |
| 4/ 3      | Etage 1  | 277856,996 | 13,552 8,947 9, | 14,262 9,140 9, | 8448401,154 | 18361098,349 | 26239218,742 | 0,710   | 0,194   | 0,0     | 0,0     |
| 4/ 4      | Etage 2  | 276874,710 | 13,531 8,930 1  | 14,251 9,130 1  | 8430764,055 | 18280255,223 | 26142737,028 | 0,721   | 0,200   | 0,0     | 0,0     |
| 4/ 5      | Etage 3  | 263537,313 | 13,586 9,000 1  | 14,276 9,140 1  | 8018163,950 | 17305587,062 | 24784080,869 | 0,690   | 0,140   | 0,0     | 0,0     |
| 4/ 6      | Etage 4  | 259789,019 | 13,526 8,940 1  | 14,269 9,134 1  | 7873569,707 | 17209026,633 | 24550773,084 | 0,743   | 0,194   | 0,0     | 0,0     |
| 4/ 7      | Etage 5  | 260437,373 | 13,525 8,930 2  | 14,269 9,134 2  | 7907230,480 | 17211061,963 | 24585672,473 | 0,744   | 0,204   | 0,0     | 0,0     |
| 4/ 8      | Etage 6  | 260437,373 | 13,525 8,930 2  | 14,269 9,134 2  | 7907353,126 | 17211214,172 | 24585702,036 | 0,744   | 0,204   | 0,0     | 0,0     |
| 4/ 9      | Etage 7  | 246449,371 | 13,539 8,931 2  | 14,282 9,136 2  | 7401705,149 | 16250030,218 | 23149976,508 | 0,744   | 0,205   | 0,0     | 0,0     |
| 4/ 10     | Etage 8  | 247549,658 | 13,539 8,957 3  | 14,282 9,136 3  | 7440496,417 | 16251520,076 | 23189477,934 | 0,743   | 0,179   | 0,0     | 0,0     |
| 4/ 11     | Etage 9  | 246449,371 | 13,539 8,931 3  | 14,282 9,136 3  | 7401685,240 | 16250010,308 | 23149976,506 | 0,744   | 0,205   | 0,0     | 0,0     |
| 4/ 12     | Etage 10 | 246449,371 | 13,539 8,931 3  | 14,282 9,136 3  | 7401675,286 | 16250000,310 | 23149976,463 | 0,744   | 0,205   | 0,0     | 0,0     |
| 4/ 13     | Etage 11 | 218691,542 | 13,530 8,799 3  | 14,311 9,135 3  | 6403159,018 | 15377845,692 | 21328829,144 | 0,780   | 0,337   | 0,0     | 0,0     |
| 4/ 14     | Etage 12 | 24432,272  | 13,605 5,353 4  | 13,605 5,449 4  | 51055,191   | 43511,604    | 73801,688    | 0,000   | 0,095   | 0,0     | 0,0     |
| 5/ 1      | s        | 274312,844 | 13,539 6,500 2, | 13,603 5,015 2, | 3575787,492 | 18021202,258 | 20655268,200 | 0,064   | 1,485   | 0,0     | 0,0     |
| 5/ 2      | RDC      | 275711,026 | 13,645 8,958 6, | 14,047 8,891 6, | 8619819,881 | 18466673,059 | 26520099,582 | 0,402   | 0,066   | 0,0     | 0,0     |
| 5/ 3      | Etage 1  | 277856,996 | 13,552 8,947 9, | 14,262 9,140 9, | 8448401,154 | 18361098,349 | 26239218,742 | 0,710   | 0,194   | 0,0     | 0,0     |
| 5/ 4      | Etage 2  | 276874,710 | 13,531 8,930 1  | 14,251 9,130 1  | 8430764,055 | 18280255,223 | 26142737,028 | 0,721   | 0,200   | 0,0     | 0,0     |
| 5/ 5      | Etage 3  | 263537,313 | 13,586 9,000 1  | 14,276 9,140 1  | 8018163,950 | 17305587,062 | 24784080,869 | 0,690   | 0,140   | 0,0     | 0,0     |
| 5/ 6      | Etage 4  | 259789,019 | 13,526 8,940 1  | 14,269 9,134 1  | 7873569,707 | 17209026,633 | 24550773,084 | 0,743   | 0,194   | 0,0     | 0,0     |
| 5/ 7      | Etage 5  | 260437,373 | 13,525 8,930 2  | 14,269 9,134 2  | 7907230,480 | 17211061,963 | 24585672,473 | 0,744   | 0,204   | 0,0     | 0,0     |
| 5/ 8      | Etage 6  | 260437,373 | 13,525 8,930 2  | 14,269 9,134 2  | 7907353,126 | 17211214,172 | 24585702,036 | 0,744   | 0,204   | 0,0     | 0,0     |
| 5/ 9      | Etage 7  | 246449,371 | 13,539 8,931 2  | 14,282 9,136 2  | 7401705,149 | 16250030,218 | 23149976,508 | 0,744   | 0,205   | 0,0     | 0,0     |
| 5/ 10     | Etage 8  | 247549,658 | 13,539 8,957 3  | 14,282 9,136 3  | 7440496,417 | 16251520,076 | 23189477,934 | 0,743   | 0,179   | 0,0     | 0,0     |
| 5/ 11     | Etage 9  | 246449,371 | 13,539 8,931 3  | 14,282 9,136 3  | 7401685,240 | 16250010,308 | 23149976,506 | 0,744   | 0,205   | 0,0     | 0,0     |
| 5/ 12     | Etage 10 | 246449,371 | 13,539 8,931 3  | 14,282 9,136 3  | 7401675,286 | 16250000,310 | 23149976,463 | 0,744   | 0,205   | 0,0     | 0,0     |
| 5/ 13     | Etage 11 | 218691,542 | 13,530 8,799 3  | 14,311 9,135 3  | 6403159,018 | 15377845,692 | 21328829,144 | 0,780   | 0,337   | 0,0     | 0,0     |
| 5/ 14     | Etage 12 | 24432,272  | 13,605 5,353 4  | 13,605 5,449 4  | 51055,191   | 43511,604    | 73801,688    | 0,000   | 0,095   | 0,0     | 0,0     |

b) Les excentricités accidentelles ( $e_{x1}$  ;  $e_{y1}$ ) :















| Etage | Nom      | Liste         | Couleur   | Lx [m] | Ly [m] | ex1 [m] | ey1 [m] |
|-------|----------|---------------|---|--------|--------|---------|---------|
| 1     | Etage 1  | 2A7 10 11 13A |  | 27,210 | 10,950 | 1,361   | 0,548   |
| 2     | Etage 2  | 101A166 169A  |  | 27,510 | 18,850 | 1,376   | 0,943   |
| 3     | Etage 3  | 205A231 233A  |  | 27,510 | 18,850 | 1,376   | 0,943   |
| 4     | Etage 4  | 983A1005 100  |  | 27,510 | 18,850 | 1,376   | 0,943   |
| 5     | Etage 5  | 1203A1319 13  |  | 27,510 | 18,850 | 1,376   | 0,943   |
| 6     | Etage 6  | 1380A1406 14  |  | 27,510 | 18,850 | 1,376   | 0,943   |
| 7     | Etage 7  | 1522A1548 15  |  | 27,510 | 18,850 | 1,376   | 0,943   |
| 8     | Etage 8  | 1657A1683 16  |  | 27,510 | 18,850 | 1,376   | 0,943   |
| 9     | Etage 9  | 1792A1818 18  |  | 27,510 | 18,850 | 1,376   | 0,943   |
| 10    | Etage 10 | 2035A2061 20  |  | 27,510 | 18,850 | 1,376   | 0,943   |
| 11    | Etage 11 | 2267A2293 22  |  | 27,510 | 18,850 | 1,376   | 0,943   |
| 12    | Etage 12 | 2420A2446 24  |  | 27,510 | 18,850 | 1,376   | 0,943   |
| 13    | Etage 13 | 2555A2581 25  |  | 27,210 | 18,850 | 1,361   | 0,943   |
| 14    | Etage 14 | 3134A3144 31  |  | 3,450  | 3,300  | 0,172   | 0,165   |

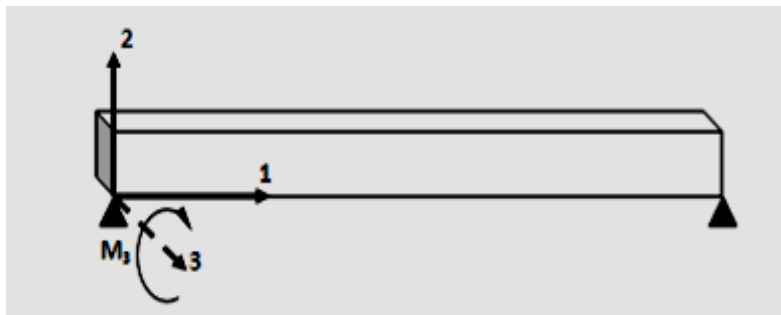
Tableau (V.5) : les excentricités accidentelles

**Remarque :** D'après le RPA, l'excentricité à prendre en compte est la valeur maximum de l'excentricité théorique et accidentelle.

D'où :  $e_x = 1,376$  m  
 $e_y = 1,485$  m

*V-2-4) Les efforts internes dans les différents éléments :*

- a) **Dans les poutres :**  
 b) Les résultats donnés dans le **tableau(VI-1)** sont obtenus en fonction des combinaisons d'actions les plus défavorables en considérant la convention suivante :  
 c)  $M_3^+$  (**max**) : Moment en travées.  
 d)  $M_3^-$  (**min**) : Moment aux appuis.



➤ **Les efforts dans les poutres principales :**

| Poutre P | Efforts               |             |         | Eléments | Noeuds | Combinaisons |
|----------|-----------------------|-------------|---------|----------|--------|--------------|
| Travée   | Moments (KN.m)        | $M_u$       | 121.325 | 272      |        | ELU          |
| Appuis   | Moments (KN.m)        | $M_{sup}$   | 150.52  | 259      | 368    | ELU          |
|          |                       | $M_{inf}$   | 88,738  | 259      |        | 0,8G-Ey      |
|          | Effort tranchant (KN) | $V_u^{max}$ | 521.615 | 58       | 38     | ELU          |

Tableau V.6) : Valeurs extrêmes globaux des efforts dans les poutres principales

➤ **Les efforts dans les poutres secondaires :**

| Poutre S | Efforts               |             |         | Eléments | Neouds           | Combinaisons |
|----------|-----------------------|-------------|---------|----------|------------------|--------------|
| Travée   | Moments (KN.m)        | $M_u$       | 178,096 | 174      |                  | ELU          |
|          |                       | $M_s$       | 127,614 | 174      |                  | ELS          |
| Appuis   | Moments (KN.m)        | $M_{sup}$   | 97.286  | 259      | 1685             | ELU          |
|          |                       | $M_{inf}$   | 106.623 | 174      | 189              | 0,8G-E       |
|          | Effort tranchant (KN) | $V_u^{max}$ | 601,311 | 61,00    | 359 <sup>2</sup> | ELU          |

Tableau V.7) : Valeurs extrêmes globaux des efforts dans les poutres secondaires

e) Les efforts dans les poteaux :

b-1) Sens longitudinale :

| Poteaux | Effort normale (KN) |          | Moment (KN.m)    |         | Elément/Nœud | Combinaison |
|---------|---------------------|----------|------------------|---------|--------------|-------------|
| 45X45   | N <sub>max</sub>    | 2984.510 | M <sub>cor</sub> | -73.63  | 116/120      | ELU         |
|         | N <sub>min</sub>    | -657.208 | M <sub>cor</sub> | -60.681 | 2922/1630    | 0.8G-E(11)  |
|         | N <sub>cor</sub>    | 976.126  | M <sub>max</sub> | -142.42 | 233/164      | ELU         |
| 40X40   | N <sub>max</sub>    | 1154.757 | M <sub>cor</sub> | 43.592  | 1227/933     | ELU         |
|         | N <sub>min</sub>    | -234.522 | M <sub>cor</sub> | -4.867  | 1220/926     | 0.8G-E(11)  |
|         | N <sub>cor</sub>    | 253,808  | M <sub>max</sub> | -89.317 | 1230/1027    | ELU         |
| 35X35   | N <sub>max</sub>    | 605.66   | M <sub>cor</sub> | 52.884  | 1822/1214    | ELU         |
|         | N <sub>min</sub>    | -70.716  | M <sub>cor</sub> | 6.259   | 2583/1532    | 0.8G-E (9)  |
|         | N <sub>cor</sub>    | 94.943   | M <sub>max</sub> | 84.447  | 2583/1534    | ELU         |

Tableau V.8) : Valeurs extrêmes globaux des efforts dans les poteaux (sens longitudinale)

b-2) Sens transversal :

| Poteaux | Effort normale (KN) |          | Moment (KN.m)    |         | Elément/Nœud | Combinaison |
|---------|---------------------|----------|------------------|---------|--------------|-------------|
| 45X45   | N <sub>max</sub>    | 2984.510 | M <sub>cor</sub> | 35.613  | 116/120      | ELU         |
|         | N <sub>min</sub>    | -657.208 | M <sub>cor</sub> | 1.651   | 2922/1630    | 0.8G-E(11)  |
|         | N <sub>cor</sub>    | 976.126  | M <sub>max</sub> | 111.238 | 233/164      | ELU         |
| 40X40   | N <sub>max</sub>    | 1154.757 | M <sub>cor</sub> | -22.512 | 1227/933     | ELU         |
|         | N <sub>min</sub>    | -234.522 | M <sub>cor</sub> | 4.84    | 1220/926     | 0.8G-E(11)  |
|         | N <sub>cor</sub>    | 253.808  | M <sub>max</sub> | 146.924 | 1230/1027    | ELU         |
| 35X35   | N <sub>max</sub>    | 605.660  | M <sub>cor</sub> | 51.019  | 1822/1214    | ELU         |
|         | N <sub>min</sub>    | -70.716  | M <sub>cor</sub> | 27.122  | 2583/1532    | 0.8G-E(9)   |
|         | N <sub>cor</sub>    | 94.943   | M <sub>max</sub> | 71.833  | 2583/1534    | ELU         |

Tableau V.9) : Valeurs extrêmes globaux des efforts dans les poteaux (sens transversal)

Les efforts internes dans les voiles :

➤ Voiles longitudinaux :

| Zone | Efforts  |           | Combinaisons |
|------|----------|-----------|--------------|
| I    | N (KN)   | 2899,008  | 0,8G-E       |
|      | T(KN)    | 91,294    | ELS          |
|      | M (KN.m) | 80,855    | ELU          |
| II   | N (KN)   | 1291 ,836 | 0,8G-E       |
|      | T(KN)    | 35 ,448   | ELU          |
|      | M (KN.m) | 46 ,028   | ELU          |
| III  | N (KN)   | 737 ,231  | G+Q+E        |
|      | T(KN)    | 44,016    | ELU          |
|      | M (KN.m) | 77 ,324   | ELU          |

Tableau VI.10) : Valeurs extrêmes globaux des efforts dans les voiles longitudinaux

➤ **Voiles transversaux :**

| Zone | Efforts  |         | Combinaisons |
|------|----------|---------|--------------|
|      |          |         |              |
| I    | N (KN)   | 2668,03 | 0,8G-E       |
|      | T(KN)    | 67,54   | G+Q+E        |
|      | M (KN.m) | 25,27   | G+Q+E        |
| II   | N (KN)   | 1189,01 | 0,8G-E       |
|      | T(KN)    | 51,26   | G+Q+E        |
|      | M (KN.m) | 34,80   | G+Q+E        |
| III  | N (KN)   | 579,48  | 0,8G-E       |
|      | T(KN)    | 37,97   | G+Q+E        |
|      | M (KN.m) | 45,03   | G+Q+E        |

Tableau VI.11) : Valeurs extrêmes globaux des efforts dans les voiles transversaux

**V-2.5) Réactions d'appuis :**

L'infrastructure dimensionnée et ferrillée sous les combinaisons suivantes :

Les combinaisons du [BAEL 91 modifié 99] :

1.35G+1.5Q (ELU)

G+Q (ELS)

Les combinaisons du RPA version 2003 :

0.8G ± E

G+Q + E

Les réactions d'appuis maximales que nous utiliserons pour le dimensionnement et le ferrillage de l'infrastructure de notre bâtiment sont résumées dans le tableau suivant :

|                 |          | Effort   | Nœud | Combinaison |
|-----------------|----------|----------|------|-------------|
| Dimensionnement | N (KN)   | 1482,395 | 1629 | ELS         |
|                 |          | 1683,792 | 1615 | G+Q+E       |
|                 | M (KN.m) | 12,889   | 5    | ELS         |
|                 |          | 15,8     | 5    | G+Q+E       |
| Ferrillage      | N (KN)   | 2056,463 | 1629 | ELU         |
|                 | M (KN.m) | 17,902   | 5    | ELU         |

Tableau V.12) : Les réactions d'appuis maximales.



# *Chapitre VI*

*ferrailage des poutres*

Promotion 2011/2012

### VI) Ferrailage des poutres :

Les poutres seront ferrillées en flexion simple à l'ELU, sous les sollicitations les plus défavorables résultantes des combinaisons de charges, puis les vérifications à l'ELS.

#### VI.1) Exposition de la méthode :

Armatures longitudinal : elles seront déterminer en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}}; \text{avec} : f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta}$$

Tel que :

$\theta = 1$  : si la durée d'application de la combinaison d'action considérée est supérieur à 24h

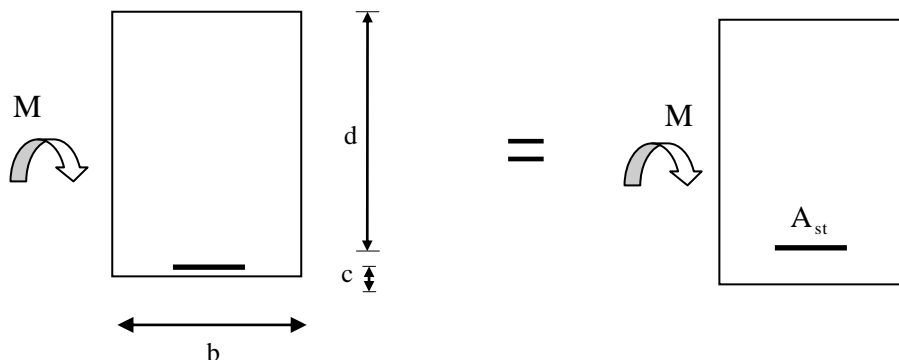
$\theta = 0,9$  : lorsque cette durée est comprise entre **1h** et **24h** ;

$\theta = 0,85$  : lorsque cette durée est inférieur à **1h**.

Pour les **feE400** on a :  $\mu_1 = 0.392$

➤ **1<sup>er</sup> cas** :  $\mu < \mu_1 \rightarrow$  section simplement armée (SSA)

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



$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}; \text{avec} : \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$\gamma_s = 1.5 \Rightarrow$  Cas général.

$\gamma_s = 1.15 \Rightarrow$  Cas accidentel.

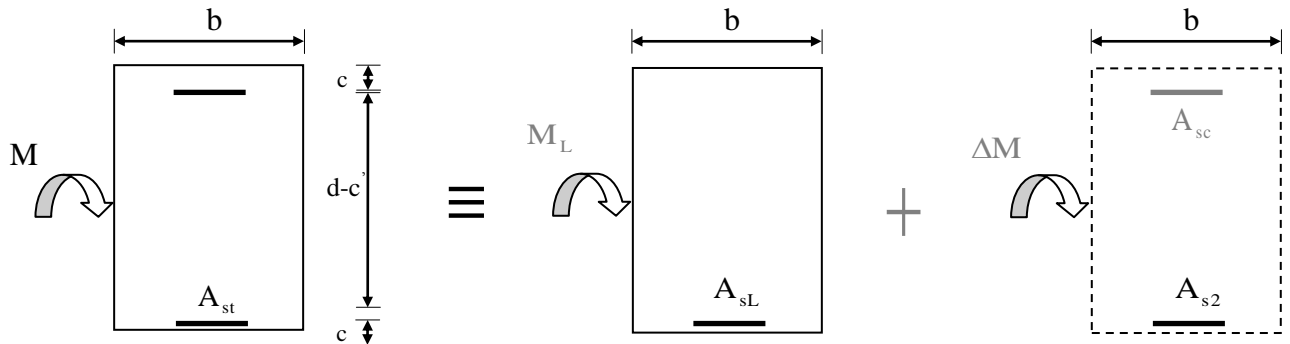
**Fe = 400 MPa**

**A<sub>st</sub>** : section d'acier tendue

**d** : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendues

➤ 2<sup>ème</sup> cas :  $\mu > \mu_1 \rightarrow$  section doublement armée (SDA) :

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

**Remarque :**

- En situation courante :

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \\ \gamma_b = 1.15 \end{array} \right\} \Rightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- En situation accidentelle :

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_b = 1.15 \\ \gamma_b = 1 \end{array} \right\} \Rightarrow f_{bc} = 18.48 \text{ MPa}; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}.$$

**VI.2) Les recommandations du RPA :**

❖ Les armatures longitudinales :

- Pourcentage minimal des armatures sur toute la longueur de la poutre :

$$A_{\min} = 0,5\% (b \cdot h)$$

- Pourcentage maximum d'aciers longitudinaux :

**4% bh** en zone courante.

**6% bh** en zone de recouvrement.

- La longueur minimal de recouvrement est de :

**40Φ (zone I et IIa).**

**50Φ (zone IIb et III).**

## ❖ Les armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales  
 $A_t = 0,003.S_t.d$
- L'espacement maximal entre les armatures transversales :
  - ✓  $S_t = \min (h/4, 12\phi_L)$  en zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
  - ✓  $S_t \leq h/2$  en dehors de la zone nodale.

$\phi_L$ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

## VI.3) Ferrailage des poutres principales :

## a) En travées :

| Niv   | Section (cm <sup>2</sup> ) | M <sub>t</sub> (KN.m) | $\mu_\beta$ | Obs | $\beta$ | As cal (cm <sup>2</sup> ) | Amin (cm <sup>2</sup> ) | As adopté (cm <sup>2</sup> ) |
|-------|----------------------------|-----------------------|-------------|-----|---------|---------------------------|-------------------------|------------------------------|
| 12    | 30*40                      | 5.89                  | 0,010       | SSA | 0,995   | 0.46                      | 6.00                    | 3HA12+3HA14=8.01             |
| 11    | 30*40                      | 47.81                 | 0.082       | SSA | 0.957   | 3.88                      | 6.00                    | 3HA12+3HA14=8.01             |
| 10    | 30*40                      | 54.03                 | 0,092       | SSA | 0,952   | 4.401                     | 6.00                    | 3HA12+3HA14=8.01             |
| 09    | 30*40                      | 54.29                 | 0,092       | SSA | 0,952   | 4.43                      | 6.00                    | 3HA12+3HA14=8.01             |
| 08    | 30*40                      | 54.42                 | 0,092       | SSA | 0,952   | 4.44                      | 6.00                    | 3HA12+3HA14=8.01             |
| 07    | 30*40                      | 54.74                 | 0,092       | SSA | 0,952   | 4.47                      | 6.00                    | 3HA12+3HA14=8.01             |
| 06    | 30*40                      | 54.89                 | 0,094       | SSA | 0,951   | 4.48                      | 6.00                    | 3HA12+3HA14=8.01             |
| 05    | 30*40                      | 54.91                 | 0,094       | SSA | 0,951   | 4.48                      | 6.00                    | 3HA12+3HA14=8.01             |
| 04    | 30*40                      | 55.63                 | 0,094       | SSA | 0,951   | 4.54                      | 6.00                    | 3HA12+3HA14=8.01             |
| 03    | 30*40                      | 35.40                 | 0,060       | SSA | 0,969   | 2.84                      | 6.00                    | 3HA12+3HA14=8.01             |
| 02    | 30*40                      | 34.76                 | 0,059       | SSA | 0,945   | 2.86                      | 6.00                    | 3HA12+3HA14=8.01             |
| 01    | 30*40                      | 121.32                | 0.206       | SSA | 0.970   | 9.19                      | 6.00                    | 3HA14+3HA16=10.65            |
| RDC   | 30*40                      | 80.80                 | 0.137       | SSA | 0.925   | 6.78                      | 6.00                    | 3HA14+3HA16=10.65            |
| s.sol | 30*40                      | 30.19                 | 0.051       | SSA | 0.973   | 2.41                      | 6.00                    | 3HA12+3HA14=8.01             |

Tableau VI.1) : Ferrailage des poutres principales en travées

## b) Sur appuis :

| Niv   | Section (cm <sup>2</sup> ) | M <sub>a</sub> (KN.m) | μ <sub>β</sub> | Obs | β     | As cal (cm <sup>2</sup> ) | Amin (cm <sup>2</sup> ) | As adopté (cm <sup>2</sup> ) |
|-------|----------------------------|-----------------------|----------------|-----|-------|---------------------------|-------------------------|------------------------------|
| 12    | 30*40                      | 1.09                  | 0.002          | SSA | 0,999 | 0.08                      | 6.00                    | 3HA12+3HA14=8.08             |
| 11    | 30*40                      | 127.75                | 0.219          | SSA | 0,894 | 11.09                     | 6.00                    | 3HA12+3HA20=12.81            |
| 10    | 30*40                      | 117.95                | 0.253          | SSA | 0,852 | 10.75                     | 6.00                    | 3HA12+3HA20=12.81            |
| 09    | 30*40                      | 117.82                | 0.253          | SSA | 0,852 | 10.94                     | 6.00                    | 3HA12+3HA20=12.81            |
| 08    | 30*40                      | 118.69                | 0.253          | SSA | 0,852 | 10.82                     | 6.00                    | 3HA12+3HA20=12.81            |
| 07    | 30*40                      | 115.51                | 0.253          | SSA | 0,852 | 10.53                     | 6.00                    | 3HA12+3HA20=12.81            |
| 06    | 30*40                      | 116.60                | 0.253          | SSA | 0,852 | 10.63                     | 6.00                    | 3HA12+3HA20=12.81            |
| 05    | 30*40                      | 115.72                | 0.253          | SSA | 0,852 | 10.55                     | 6.00                    | 3HA12+3HA20=12.81            |
| 04    | 30*40                      | 115.24                | 0.253          | SSA | 0,852 | 10.50                     | 6.00                    | 3HA12+3HA20=12.81            |
| 03    | 30*40                      | 75.02                 | 0.129          | SSA | 0,930 | 6.27                      | 6.00                    | 3HA12+3HA20=12.81            |
| 02    | 30*40                      | 91.23                 | 0.156          | SSA | 0,915 | 7.74                      | 6.00                    | 3HA12+3HA20=12.81            |
| 01    | 30*40                      | 150.52                | 0.413          | SSA | 0,707 | 16.53                     | 6.00                    | 3HA12+3HA25=18.12            |
| RDC   | 30*40                      | 138.69                | 0.323          | SSA | 0,797 | 13.51                     | 6.00                    | 3HA12+3HA25=18.12            |
| S.sol | 30*40                      | 51.43                 | 0.088          | SSA | 0,954 | 4.19                      | 6.00                    | 3HA12+3HA14=8.08             |

Tableau VI.2) : Ferrailage des poutres principales aux appuis

## VI.4) Ferrailage des poutres secondaires :

## a) En travées :

| Niv | Section (cm <sup>2</sup> ) | M <sub>t</sub> (KN.m) | μ <sub>β</sub> | Obs | β     | As cal (cm <sup>2</sup> ) | Amin (cm <sup>2</sup> ) | As adopté (cm <sup>2</sup> ) |
|-----|----------------------------|-----------------------|----------------|-----|-------|---------------------------|-------------------------|------------------------------|
| 12  | 30*35                      | 03.13                 | 0.008          | SSA | 0,996 | 0.28                      | 5.25                    | 3HA16=6.03                   |
| 11  | 30*35                      | 30.26                 | 0.070          | SSA | 0,964 | 2.82                      | 5.25                    | 3HA16=6.03                   |
| 10  | 30*35                      | 37.39                 | 0,086          | SSA | 0,956 | 3.51                      | 5.25                    | 3HA16=6.03                   |
| 09  | 30*35                      | 37.18                 | 0,086          | SSA | 0,956 | 3.49                      | 5.25                    | 3HA16=6.03                   |
| 08  | 30*35                      | 37.01                 | 0,084          | SSA | 0,955 | 3.48                      | 5.25                    | 3HA16=6.03                   |
| 07  | 30*35                      | 36.93                 | 0,084          | SSA | 0,955 | 3.47                      | 5.25                    | 3HA16=6.03                   |
| 06  | 30*35                      | 36.53                 | 0,084          | SSA | 0,955 | 3.43                      | 5.25                    | 3HA16=6.03                   |
| 05  | 30*35                      | 36.13                 | 0,083          | SSA | 0,955 | 3.40                      | 5.25                    | 3HA16=6.03                   |
| 04  | 30*35                      | 33.18                 | 0,076          | SSA | 0,960 | 3.10                      | 5.25                    | 3HA16=6.03                   |
| 03  | 30*35                      | 29.97                 | 0,069          | SSA | 0,964 | 2.79                      | 5.25                    | 3HA16=6.03                   |
| 02  | 30*35                      | 23.98                 | 0.055          | SSA | 0.971 | 2.22                      | 5.25                    | 3HA16=6.03                   |
| 01  | 30*35                      | 40.93                 | 0.094          | SSA | 0.951 | 3.86                      | 5.25                    | 3HA16=6.03                   |
| RDC | 30*35                      | 40.87                 | 0.094          | SSA | 0.951 | 3.85                      | 5.25                    | 3HA16=6.03                   |

Tableau VI.3): Ferrailage des poutres secondaires en travées

b) Sur appuis :

| Armatures aux appuis (sup) comb G+Q+E |                            |                       |                |     |       |                           |                         |                              |
|---------------------------------------|----------------------------|-----------------------|----------------|-----|-------|---------------------------|-------------------------|------------------------------|
| Niv                                   | Section (cm <sup>2</sup> ) | M <sub>a</sub> (KN.m) | μ <sub>β</sub> | Obs | β     | As cal (cm <sup>2</sup> ) | Amin (cm <sup>2</sup> ) | As adopté (cm <sup>2</sup> ) |
| 12                                    | 30*35                      | 13.217                | 0,003          | SSA | 0.988 | 1.20                      | 5.25                    | 3HA16+3HA12=9.42             |
| 11                                    | 30*35                      | 76.226                | 0,175          | SSA | 0.902 | 7.59                      | 5.25                    | 3HA16+3HA12=9.42             |
| 10                                    | 30*35                      | 87.069                | 0,199          | SSA | 0.887 | 8.81                      | 5.25                    | 3HA16+3HA12=9.42             |
| 09                                    | 30*35                      | 86.687                | 0.199          | SSA | 0.887 | 8.78                      | 5.25                    | 3HA16+3HA12=9.42             |
| 08                                    | 30*35                      | 86.346                | 0,198          | SSA | 0.889 | 8.74                      | 5.25                    | 3HA16+3HA12=9.42             |
| 07                                    | 30*35                      | 85.799                | 0,197          | SSA | 0.889 | 8.67                      | 5.25                    | 3HA16+3HA12=9.42             |
| 06                                    | 30*35                      | 85.250                | 0,195          | SSA | 0.890 | 8.61                      | 5.25                    | 3HA16+3HA12=9.42             |
| 05                                    | 30*35                      | 84.625                | 0,194          | SSA | 0.891 | 8.53                      | 5.25                    | 3HA16+3HA12=9.42             |
| 04                                    | 30*35                      | 83.426                | 0,191          | SSA | 0.892 | 8.40                      | 5.25                    | 3HA16+3HA12=9.42             |
| 03                                    | 30*35                      | 89.241                | 0,204          | SSA | 0.885 | 9.05                      | 5.25                    | 3HA16+3HA12=9.42             |
| 02                                    | 30*35                      | 86.560                | 0.198          | SSA | 0.889 | 8.74                      | 5.25                    | 3HA16+3HA12=9.42             |
| 01                                    | 30*35                      | 97.286                | 0.223          | SSA | 0.872 | 10.02                     | 5.25                    | 3HA16+3HA14=10.65            |
| RDC                                   | 30*35                      | 93.631                | 0.215          | SSA | 0.870 | 9.66                      | 5.25                    | 3HA16+3HA14=10.65            |
| S.SOL                                 | 30*35                      | 63.082                | 0.145          | SSA | 0.921 | 6.15                      | 5.25                    | 3HA16+3HA12=9.42             |

Tableau VI.4) : Ferrailage des poutres secondaires aux appuis

| Armatures aux appuis (inf) comb 0.8G±E |                            |                       |                |     |       |                           |                         |                              |
|--|----------------------------|-----------------------|----------------|-----|-------|---------------------------|-------------------------|------------------------------|
| Niv                                    | Section (cm <sup>2</sup> ) | M <sub>t</sub> (KN.m) | μ <sub>β</sub> | Obs | β     | As cal (cm <sup>2</sup> ) | Amin (cm <sup>2</sup> ) | As adopté (cm <sup>2</sup> ) |
| 12                                     | 30*35                      | 6.706                 | 0.015          | SSA | 0.992 | 0.61                      | 5.25                    | 3HA16+3HA12=9.42             |
| 11                                     | 30*35                      | 47.582                | 0.109          | SSA | 0.942 | 4.54                      | 5.25                    | 3HA16+3HA12=9.42             |
| 10                                     | 30*35                      | 53.210                | 0.122          | SSA | 0.935 | 5.11                      | 5.25                    | 3HA16+3HA12=9.42             |
| 09                                     | 30*35                      | 54.726                | 0.125          | SSA | 0.932 | 5.23                      | 5.25                    | 3HA16+3HA12=9.42             |
| 08                                     | 30*35                      | 56.937                | 0.130          | SSA | 0.930 | 5.50                      | 5.25                    | 3HA16+3HA12=9.42             |
| 07                                     | 30*35                      | 58.746                | 0.135          | SSA | 0.927 | 5.69                      | 5.25                    | 3HA16+3HA12=9.42             |
| 06                                     | 30*35                      | 60.807                | 0.139          | SSA | 0.924 | 5.91                      | 5.25                    | 3HA16+3HA12=9.42             |
| 05                                     | 30*35                      | 61.546                | 0.141          | SSA | 0.923 | 5.99                      | 5.25                    | 3HA16+3HA12=9.42             |
| 04                                     | 30*35                      | 61.441                | 0.141          | SSA | 0.923 | 5.98                      | 5.25                    | 3HA16+3HA12=9.42             |
| 03                                     | 30*35                      | 90.166                | 0.207          | SSA | 0.882 | 9.18                      | 5.25                    | 3HA16+3HA12=9.42             |
| 02                                     | 30*35                      | 89.530                | 0.205          | SSA | 0.883 | 9.10                      | 5.25                    | 3HA16+3HA12=9.42             |
| 01                                     | 30*35                      | 106.623               | 0.244          | SSA | 0.858 | 10.49                     | 5.25                    | 3HA16+3HA14=10.65            |
| RDC                                    | 30*35                      | 90.208                | 0.207          | SSA | 0.882 | 9.18                      | 5.25                    | 3HA16+3HA14=10.65            |
| S.SOL                                  | 30*35                      | 68.868                | 0.158          | SSA | 0.914 | 6.77                      | 5.25                    | 3HA16+3HA12=9.42             |

Tableau VI.5) : Ferrailage des poutres secondaires aux appuis

### VI.5) Les vérifications à l'ELU

#### A) La condition de non fragilité

- poutres principales :  $A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1.340 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}}$

- poutres secondaires :  $A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1.195 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}}$

#### b) Vérification de l'effort tranchant [art .A.5, 1.1 /BAEL 91 modifiées 99] :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \quad ; \quad T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à L'ELU}$$

**Poutres principales:**  $\tau_u = \frac{521.615 \times 1000}{300 \times 370} = 4.65 \text{ MPa}$

**poutres secondaires:**  $\tau_u = \frac{601,311 \times 1000}{300 \times 320} = 6.26 \text{ MPa}$

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

**La condition est vérifiée**

#### C) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

[(Art : A. 5 .1 .3) /BAEL 91 modifiées 99] :

##### ➤ Sur le béton :

**Poutres principales :**  $V_u < \bar{V}_u ; \quad \bar{V}_u = 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} . 0,9 . d . b_0$

**Poutres principales :**  $\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 370 \times 300 = 666000N$

$$V_u = 521.615 \text{ KN} < \bar{V}_u = 666\text{KN}$$

**Poutres secondaires :**  $\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 320 \times 300 = 576000N$

$$V_u = 601,311\text{KN} < \bar{V}_u = 594\text{KN}$$

##### ➤ Sur l'acier :

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H) \quad ; \quad \text{avec} \quad H = \frac{M_{a \text{ max}}}{0,9 . d}$$

**Poutres principales :**  $A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{400} \left( 521.615 \times 10^3 + \frac{-150.52 \times 10^6}{0,9 \times 370} \right)$

$$A_{\text{appuis}} = 16.53\text{cm}^2 \geq 2.00\text{cm}^2$$

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes.

**Poutres secondaires :** 
$$A_{appuis} \geq \frac{1,15}{400} (601.311 \times 10^3 + \frac{-97.286 \times 10^6}{0,9 \times 320})$$

$$A_{appuis} = 10.56 \text{ cm}^2 \geq 6.59 \text{ cm}^2$$

Les armatures calculées sont suffisantes.

**d) Vérification de la contrainte d'adhérence :**  
[art .A.6, 1.3 /BAEL 91 modifiées 99]

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times ft_{28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa} \quad \text{Avec :}$$

**Ui :** le périmètre des barres

$\psi_s = 1.5$  pour les aciers à hautes adhérence

**Poutres principales :** 
$$\tau_{se} = \frac{521.615 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 376.8} = 2.19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$  **Condition vérifiée**

**Poutres secondaires :** 
$$\tau_{se} = \frac{291.311 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 298.6} = 3.06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$  **Condition vérifiée**

**e) Ancrage des barres : [(Art : A. 6 .1 .2) /BAEL 91 modifiées 99] :**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \times 0,6 \times \psi^2 \times ft_{28}}$$

$$l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1} = 50 \text{ cm}$$

**f) Armatures transversales [art.A.7.2.2 / BAEL91 modifiées 99] :**

➤ **Diamètre** 
$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{350}{35}, \frac{300}{10}, 12 \right\} = 10 \text{ mm}$$

On opte pour :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

➤ **Espacement:**

**-En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_t \right\} = \min \{8.75; 9.6\} = 8.75 \text{ cm}$$

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

**-En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

**On prend  $S_t = 15 \text{ cm}$**

**g) Armatures transversales minimales :**

$$A_{min} = 0.003 \cdot S_t \cdot b = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.75 \text{ cm}^2$$

soit :  $A_t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2 > A_{\min}$  ; pour (1cadre + 1étrier)

### VII.5.1) Vérification à L'ELS :

#### a) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

#### b) Etat limite de compression du béton :

La décompression du béton ne doit dépasser la contrainte admissible.

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \text{ et } \sigma_s = \frac{M_{\text{ser}}}{\beta_1 \times d \times A} \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \rightarrow K_1 \text{ et } \beta_1 \text{ (tableau)}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

| Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres principales |                             |                            |          |           |       |                     |                     |                           |          |
|--|-----------------------------|----------------------------|----------|-----------|-------|---------------------|---------------------|---------------------------|----------|
| Niveau   | $M_{\text{SMAX}}$<br>(kN,m) | $A_s$<br>( $\text{cm}^2$ ) | $\rho_1$ | $\beta_1$ | K1    | $\sigma_s$<br>(Mpa) | $\sigma_{bc}$ (Mpa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa) | Obs      |
| 12   | 4.263                       | 6.03                       | 0.54     | 0.890     | 30.45 | 21.5                | 0.71                | 15                        | vérifiée |
| 11   | 34.886                      | 6.03                       | 0.54     | 0.890     | 30.45 | 175.7               | 5.77                | 15                        | vérifiée |
| 10   | 39.242                      | 6.03                       | 0.54     | 0.890     | 30.45 | 197.6               | 6.49                | 15                        | vérifiée |
| 9  | 39.439                      | 6.03                       | 0.54     | 0.890     | 30.45 | 198.6               | 6.52                | 15                        | vérifiée |
| 8  | 39.527                      | 6.03                       | 0.54     | 0.890     | 30.45 | 199.06              | 6.54                | 15                        | vérifiée |
| 7  | 39.761                      | 6.03                       | 0.54     | 0.890     | 30.45 | 200.24              | 6.58                | 15                        | vérifiée |
| 6  | 39.822                      | 6.03                       | 0.54     | 0.890     | 30.45 | 200.55              | 6.59                | 15                        | vérifiée |
| 5  | 39.834                      | 6.03                       | 0.54     | 0.890     | 30.45 | 200.60              | 6,59                | 15                        | vérifiée |
| 4  | 40.33                       | 6.03                       | 0.54     | 0.890     | 30.45 | 203.10              | 6.67                | 15                        | vérifiée |
| 3  | 25.635                      | 6.03                       | 0.54     | 0.890     | 30.45 | 129.09              | 4.24                | 15                        | vérifiée |
| 2  | 25.179                      | 6.03                       | 0.54     | 0.890     | 30.45 | 126.8               | 4.16                | 15                        | Vérifiée |
| 1  | 86.972                      | 9.42                       | 0.85     | 0.869     | 23.17 | 286.3               | 9.20                | 15                        | Vérifiée |
| RDC  | 57.919                      | 9.42                       | 0.85     | 0.869     | 23.17 | 186.7               | 6.13                | 15                        | Vérifiée |
| S-s  | 21.793                      | 6.03                       | 0.54     | 0.890     | 30.45 | 109.75              | 3.60                | 15                        | vérifiée |

| Vérification de la contrainte de compression du béton aux appuis des poutres principales |                      |                             |          |           |       |                     |                        |                              |          |
|--|----------------------|-----------------------------|----------|-----------|-------|---------------------|------------------------|------------------------------|----------|
| Niveau   | $M_{SMAX}$<br>(kN,m) | $A_s$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $\rho_1$ | $\beta_1$ | K1    | $\sigma_s$<br>(Mpa) | $\sigma_{bc}$<br>(Mpa) | $\bar{\sigma}_{bc}$<br>(Mpa) | Obs      |
| 12   | 0.803                | 12.06                       | 1.09     | 0.856     | 19.72 | 2.10                | 0.12                   | 15                           | vérifiée |
| 11   | 92.916               | 12.06                       | 1.09     | 0.856     | 19.72 | 243.25              | 12.33                  | 15                           | vérifiée |
| 10   | 107.168              | 12.06                       | 1.09     | 0.856     | 19.72 | 280.57              | 14.22                  | 15                           | vérifiée |
| 9  | 107.075              | 12.06                       | 1.09     | 0.856     | 19.72 | 280.33              | 14.22                  | 15                           | vérifiée |
| 8  | 106.977              | 12.06                       | 1.09     | 0.856     | 19.72 | 280.07              | 14.20                  | 15                           | vérifiée |
| 7  | 106.849              | 12.06                       | 1.09     | 0.856     | 19.72 | 279.73              | 14.18                  | 15                           | vérifiée |
| 6  | 106.919              | 12.06                       | 1.09     | 0.856     | 19.72 | 279.92              | 14.19                  | 15                           | vérifiée |
| 5  | 107.007              | 12.06                       | 1.09     | 0.856     | 19.72 | 280.15              | 14.21                  | 15                           | vérifiée |
| 4  | 106.659              | 12.06                       | 1.09     | 0.856     | 19.72 | 279.24              | 14.16                  | 15                           | vérifiée |
| 3  | 54.355               | 12.06                       | 1.09     | 0.856     | 19.72 | 142.3               | 7.22                   | 15                           | vérifiée |
| 2  | 65.28                | 12.06                       | 1.09     | 0.856     | 19.72 | 170.90              | 8.67                   | 15                           | vérifiée |
| 1  | 172.773              | 18.84                       | 1.7      | 0.832     | 14.76 | 289.55              | 14.68                  | 15                           | vérifiée |
| RDC  | 135.05               | 18.84                       | 1.7      | 0.832     | 14.76 | 226.33              | 11.48                  | 15                           | vérifiée |
| S-s  | 36.851               | 12.06                       | 1.09     | 0.856     | 19.72 | 96.48               | 4.89                   | 15                           | vérifiée |

| Vérification de la contrainte de compression du béton en travée des poutres secondaires |                      |                             |          |           |       |                     |                        |                              |          |
|---|----------------------|-----------------------------|----------|-----------|-------|---------------------|------------------------|------------------------------|----------|
| Niveau  | $M_{SMAX}$<br>(kN,m) | $A_s$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $\rho_1$ | $\beta_1$ | K1    | $\sigma_s$<br>(Mpa) | $\sigma_{bc}$<br>(Mpa) | $\bar{\sigma}_{bc}$<br>(Mpa) | Obs      |
| 12  | 8.732                | 6.03                        | 0.63     | 0.883     | 27.73 | 51.25               | 1.85                   | 15                           | vérifiée |
| 11  | 70.803               | 6.03                        | 0.63     | 0.883     | 27.73 | 415.15              | 8.76                   | 15                           | vérifiée |
| 10  | 81.493               | 6.03                        | 0.63     | 0.883     | 27.73 | 478.29              | 12.33                  | 15                           | vérifiée |
| 9   | 81.083               | 6.03                        | 0.63     | 0.883     | 27.73 | 476.36              | 12.13                  | 15                           | vérifiée |
| 8   | 80.746               | 6.03                        | 0.63     | 0.883     | 27.73 | 474.01              | 12.06                  | 15                           | vérifiée |
| 7   | 80.255               | 6.03                        | 0.63     | 0.883     | 27.73 | 473.88              | 11.98                  | 15                           | vérifiée |
| 6   | 79.829               | 6.03                        | 0.63     | 0.883     | 27.73 | 471.13              | 11.87                  | 15                           | vérifiée |
| 5   | 79.415               | 6.03                        | 0.63     | 0.883     | 27.73 | 470.99              | 11.56                  | 15                           | vérifiée |
| 4   | 78.513               | 6.03                        | 0.63     | 0.883     | 27.73 | 469.55              | 11.23                  | 15                           | vérifiée |
| 3   | 85.613               | 6.03                        | 0.63     | 0.883     | 27.73 | 480.52              | 12.55                  | 15                           | vérifiée |
| 2   | 95.472               | 6.03                        | 0.63     | 0.883     | 27.73 | 490.43              | 13.08                  | 15                           | vérifiée |
| 1   | 100.871              | 6.03                        | 0.63     | 0.883     | 27.73 | 493.52              | 13.36                  | 15                           | vérifiée |
| RDC   | 117.221              | 6.03                        | 0.63     | 0.883     | 27.73 | 497.33              | 13.77                  | 15                           | vérifiée |

| S-s   | 40.380                       | 6.03                                 | 0.63           | 0.883          | 27.73          | 208.09                  | 5.61                     | 15                        | vérifiée |
|---|------------------------------|--------------------------------------|----------------|----------------|----------------|-------------------------|--------------------------|---------------------------|----------|
| <b>Vérification de la contrainte de compression du béton aux appuis des poutres secondaires</b> |                              |                                      |                |                |                |                         |                          |                           |          |
| Niveau  | M <sub>S</sub> MAX<br>(kN,m) | A <sub>U</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | ρ <sub>1</sub> | β <sub>1</sub> | K <sub>1</sub> | σ <sub>s</sub><br>(Mpa) | σ <sub>bc</sub><br>(Mpa) | σ̄ <sub>bc</sub><br>(Mpa) | Obs      |
| 12  | 8.912                        | 9.42                                 | 0.98           | 0.862          | 21,23          | 34.29                   | 1.62                     | 15                        | vérifiée |
| 11  | 56.627                       | 9.42                                 | 0.98           | 0.862          | 21,23          | 217.90                  | 10.26                    | 15                        | vérifiée |
| 10  | 64.431                       | 9.42                                 | 0.98           | 0.862          | 21,23          | 247.96                  | 11.68                    | 15                        | vérifiée |
| 9   | 64.682                       | 9.42                                 | 0.98           | 0.862          | 21,23          | 248.92                  | 11.72                    | 15                        | vérifiée |
| 8   | 64.340                       | 9.42                                 | 0.98           | 0.862          | 21,23          | 247.61                  | 11.70                    | 15                        | vérifiée |
| 7   | 64.099                       | 9.42                                 | 0.98           | 0.862          | 21,23          | 246.65                  | 11.62                    | 15                        | vérifiée |
| 6   | 63.383                       | 9.42                                 | 0.98           | 0.862          | 21,23          | 243.92                  | 11.49                    | 15                        | vérifiée |
| 5   | 62.671                       | 9.42                                 | 0.98           | 0.862          | 21,23          | 241.18                  | 11.36                    | 15                        | vérifiée |
| 4   | 63.268                       | 9.42                                 | 0.98           | 0.862          | 21,23          | 243.45                  | 11.47                    | 15                        | vérifiée |
| 3   | 81.146                       | 9.42                                 | 0.98           | 0.862          | 21,23          | 312.27                  | 14.70                    | 15                        | vérifiée |
| 2   | 94.089                       | 9.42                                 | 0.98           | 0.862          | 21,23          | 315.33                  | 14.83                    | 15                        | vérifiée |
| 1   | 96.896                       | 10.65                                | 1.11           | 0.855          | 19.48          | 318.03                  | 14.96                    | 15                        | vérifiée |
| RDC   | 96.44                        | 10.65                                | 1.11           | 0.855          | 19.48          | 316.21                  | 14.89                    | 15                        | vérifiée |
| S-s   | 92.404                       | 9.42                                 | 0.98           | 0.862          | 21.23          | 309.11                  | 14.65                    | 15                        | vérifiée |

### C) État limite de déformation de la flèche

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites :

$$1) \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

$$3) \quad \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$1) \quad \frac{h}{l} = \frac{35}{455} = 0.077 \geq 0.0625 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

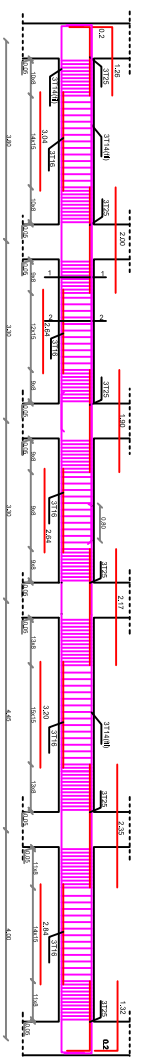
$$2) \quad \frac{h}{l} = 0.077 > \frac{33.43}{10 \times 47,15} = 0.071 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec :  $M_t = 33.43 \text{ KN.m}$  ,  $M_0 = \frac{q_s \cdot l^2}{8}$  ,  $M_0 = 47,15 \text{ KN.m}$ )

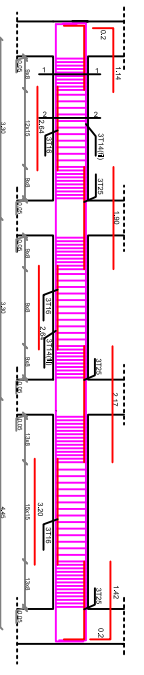
$$3) \quad \frac{6.03}{25 \times 33} = 0.0073 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

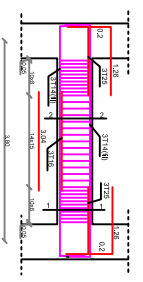




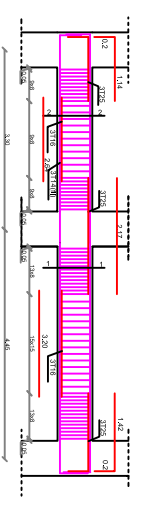
poutre B-B



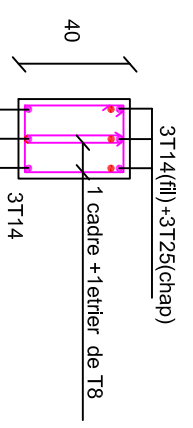
poutre E-E



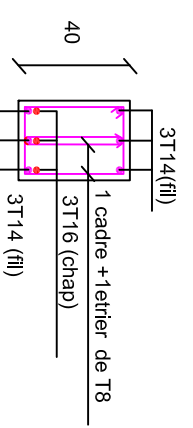
poutre A-A



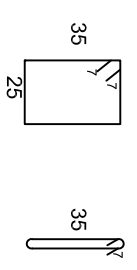
poutre D-D



COUPE  
1-1



COUPE  
2-2



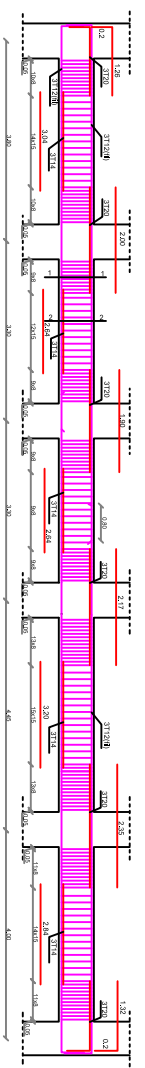
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

TITRE:  
 Coffrage et ferrailage de RDC et  
 1er étage : poutres principales

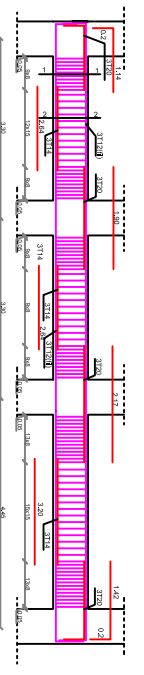
ETUDE PAR :  
 HAMOUDI Malika  
 OUKRIF Raik  
 OUZZI Djaffar

DIRIGE PAR :  
 Mme IDRESS

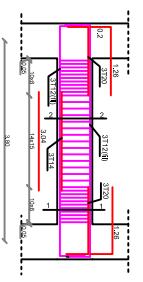
ECHELLE  
 PLANCHE N° 01  
 PROMOTION 2011-2012



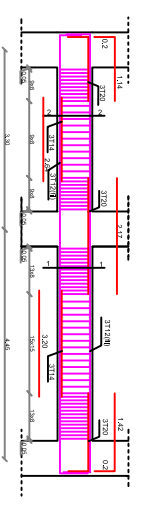
poutre B-B



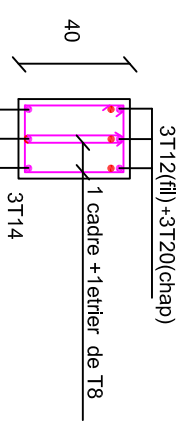
poutre E-E



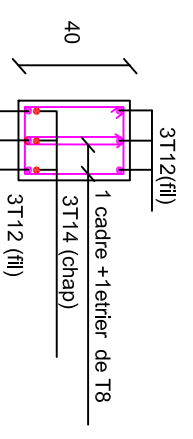
poutre A-A



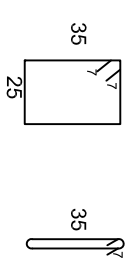
poutre D-D



COUPE  
1-1



COUPE  
2-2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZ-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

|   |                     |  |
|---|---------------------|--|
| <b>TITRE:</b><br>Coffrage et ferrailage de 2ème au<br>11ème étage : poutres principales |                     | <b>ETUDE PAR :</b><br>HAMOUDI Malika<br>OUKRIF Raïk<br>OUZZI Djaffar |
| <b>DIRIGE PAR :</b><br>Mme IDRESS   | PROMOTION 2011-2012 |  |
| ECHELLE   | PLANCHE N° 01       |  |



# *Chapitre VII*

*ferrailage des poteaux*

Promotion 2011/2012

### VII-Ferrailage des poteaux:

Le ferrailage des poteaux se fera en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables dans les deux directions principales sous les sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal avec son moment correspondant.
- Effort normal minimal avec son moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal avec son effort correspondant.

#### VII-1) Recommandation du RAP 99 modifié 2003 :

##### a) Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à hautes adhérences et sans crochets.
- Le diamètre minimal des armatures longitudinales est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de  $40\phi$  en zone IIa.
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales est de  $(0,8\%bh)$  en zone IIa:

$$\text{poteaux (35 * 35)} \quad A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,80\text{cm}^2$$

$$\text{poteaux (40 * 40)} \quad A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,80\text{cm}^2$$

$$\text{poteaux (45 * 45)} \quad A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,20\text{cm}^2$$

- Le pourcentage maximal des armatures longitudinales est de  $(6\%bh)$  en zone de recouvrement.

$$\text{poteaux (35 * 35)} \quad A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,50\text{cm}^2$$

$$\text{poteaux (40 * 40)} \quad A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$$

$$\text{poteaux (45 * 45)} \quad A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,50\text{cm}^2$$

- Le pourcentage maximal des armatures longitudinales est de  $(4\%bh)$  en zone courante.

$$\text{poteaux (35 * 35)} \quad A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 35 \times 35 = 49\text{cm}^2$$

$$\text{poteaux (40 * 40)} \quad A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$$

$$\text{poteaux (45 * 45)} \quad A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 45 \times 45 = 81\text{cm}^2$$

- La distance entre les armatures verticales dans une face d'un poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.

##### b) Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

**V<sub>u</sub>** : Effort tranchant de calcul.

**h<sub>1</sub>** : Hauteur de la section brute.

**f<sub>e</sub>** : Contrainte limite élastique des armatures transversales.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- L'espace (S<sub>t</sub>) des armatures est donné par :

$$S_t \leq \min (15 \text{ cm} ; 10 \phi_1) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq 15\phi_1 \text{ en zone courante.}$$

**Ou :**  $\phi_1$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :

- Si  $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{min} = 0,3 \times b_0 \times S_t$
- Si  $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{min} = 0,8 \times b_0 \times S_t$
- Si  $3 \leq \lambda_g \Rightarrow A_{min} = L'$  interpolation entre les valeurs limites précédentes.

**Avec :**

$\lambda_g$  : élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

**a ; b :** dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

**L<sub>f</sub> :** Longueur de flambement du poteau ; qui égal dans cas **0,7l<sub>0</sub>**

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par un crochet à **350°** ayant une longueur **10φ<sub>t</sub>** minimale.

**VII.2) Calcul des armatures à L'ELU :**

**a) Section partiellement comprimée (S.P.C) :**

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur de segment limité par les armatures

(∇ l'effort normal appliqué, effort de traction ou de compression).

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left( \frac{h}{2} - c' \right)$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur de segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression, et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Avec :

$$g = e + \left( \frac{h}{2} - c' \right) \dots \dots \dots \text{Si } (N) \text{ étant un effort de compression}$$

$$g = e - \left(\frac{h}{2} - c'\right) \dots \dots \dots \text{Si } (N) \text{ étant un effort de traction.}$$

➤ **Détermination des armatures :**

• **Calcul du moment fictif :**

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c'\right) = N \times g$$

• **Calcul du moment réduit :**

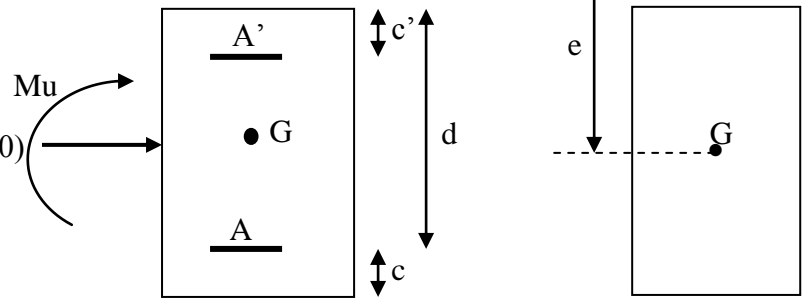
$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si  $\mu_f \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  SSA ( $A'=0$ )

• **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

• **Armatures réelles**



$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}} \begin{cases} (-) \text{ si } N : \text{ effort de compression.} \\ (+) \text{ si } N : \text{ effort de traction.} \end{cases}$$

Si  $\mu_f > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  la section est doublement armée ( $A' \neq 0$ )

• **Armatures en flexion simple :**

$$M_l = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$

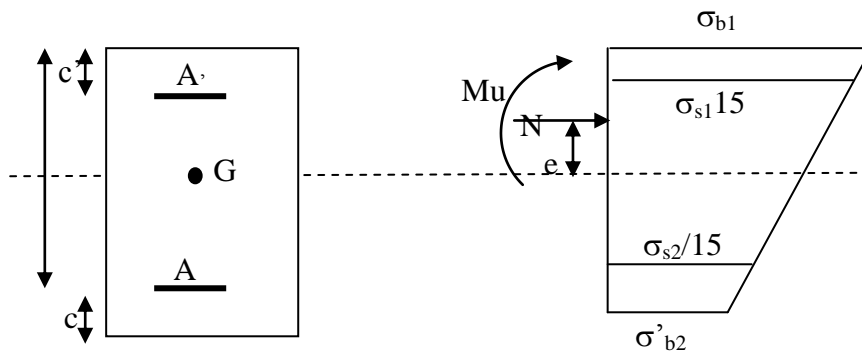
$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

• **Armatures en flexion composée :**

$$A = A'_f$$

$$A = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

**b) Section entièrement comprimée (S.E.C) :**

La section est entièrement comprimée suivantes sont satisfaites :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left( \frac{h}{2} - c' \right)$$

- Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.

- N : effort de compression.
- et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$1^{er} \text{ cas} : N_u(d - c') - M_f \geq (0.5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow S.D.A$$

$$A' = \frac{M_f - b \cdot h \cdot f_{bc}(d - 0.5h)}{\sigma_{st}(d - c')}$$

$$A = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A'$$

A' : Armatures comprimées.

A : Armatures tendues.

$$2^{er} \text{ cas} : N_u(d - c') - M_f \leq (0.5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow S.S.A$$

$$A' = \frac{N_u - \psi \cdot b \cdot h f_{bc}}{\sigma'_{st}}$$

$$A = 0$$

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

$$\varepsilon'_s = 2 + \left(3.437 - 8.437 \frac{c'}{h}\right) \sqrt{1 - \psi}$$

$$\varepsilon'_s \geq \varepsilon_e \Rightarrow \sigma'_{st} = \frac{f_e}{\delta_s}$$

**Tel que :**  $\varepsilon_e = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$

**c) Section entièrement tendu (S.E.T) :**

$$A = \frac{N \cdot a}{\sigma(d - c')} = \frac{N \cdot a}{\sigma_{s1} \cdot Z} ; \quad A' = \frac{N}{\sigma_{s2}} - A$$

➤ **Compression pur (centrée) :**

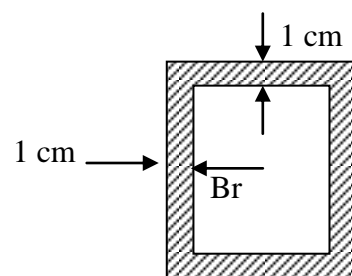
$$e = \frac{M}{N} = 0$$

Le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme à l'état limite ultime de résistance.

➤ **Calcul des armatures : [BAEL91/art B.8.4.1]:**

$$Nu \leq \alpha \left( \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \sigma_s \right)$$

$B_r$  : Représentation l'aire obtenue en déduisant de la section droite du poteau 1cm de tout son périphérique.



**Fig IX.5) .**

$A_s$  : Section d'armature

$$A_s \geq \left( \frac{Nu}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} \right) \cdot \frac{1}{\sigma_{sc}}$$

Si plus de 1/2 des charges sont appliquées avant 90 jours " $\alpha$ " doit être divisé par 1,1

$Nu$  : Effort normal donné par la combinaison la plus défavorable

**VII.3) Vérification à l'ELS :**

- Si  $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq h/6 \Rightarrow$  La section est entièrement comprimée.
- Si  $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \geq h/6 \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée.

**Avec :**  $M_{ser}$  : est le moment de flexion à l'ELS.

$N_{ser}$  : est l'effort normal à l'ELS.

$B_0 = b \cdot h + 15(A + A') \Rightarrow$  Section total homogène.

$V_2$  : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

$$\begin{cases} V_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A \cdot c' + A' \cdot d) \right] \\ V_2 = h - V_1 \end{cases}$$

$I_0$  = moment d'inertie de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A \cdot (V_1 - c')^2 + A' \cdot (V_2 - c')^2]$$

On doit vérifier que :

**a) Section entièrement comprimée S.E.C****a-1) Calcul des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_b^1 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_1}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_b^2 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_2}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

**b) Section partiellement comprimée S.P.C**

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_{ser} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{MPa}$$

$$\text{Avec : } K = \frac{N_{ser}}{S} ; S = \frac{b}{2} \cdot y_{ser} + 15[A' \cdot (y_{ser} - c') - A \cdot (d - y_{ser})]$$

$$y_{ser} = y_c + c ; c = d - e_a ; e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left( d - \frac{d}{2} \right)$$

$y_c$  = Sera obtenu par résolution de l'équation :

$$y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0$$

$$p = -3 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A'}{b} (c - c') + \frac{90 \cdot A}{B} \cdot (d - c)^2$$

$$q = -2 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A'}{b} (c - c') + \frac{90 \cdot A}{B} \cdot (d - c)^2.$$

La solution de l'équation du 3<sup>ème</sup> degré :

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \cdot p^3}{27}$$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q); u = \sqrt[3]{t} ; y = u - \frac{p}{3 \cdot u}$$

$$\text{Si } : \Delta < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos \rho = \frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \cdot \sqrt{\frac{-3}{p}} \\ \rho = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \end{cases}$$

- Choisir une solution parmi les trois solutions

$$y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3}\right) ; y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 120^\circ\right) \text{ et } y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 240^\circ\right)$$

Les calculs des différentes sections d'armature dans les poteaux sont résumés dans les tableaux suivant :

| Niveaux                       | Section (cm <sup>2</sup> ) | Sollicitation | N (KN)   | Sens transversal |        |             |                       |        |     |    |                      |
|-------------------------------|----------------------------|---------------|----------|------------------|--------|-------------|-----------------------|--------|-----|----|----------------------|
|                               |                            |               |          | M (KN,m)         | e (cm) | (h/2)-c (m) | M <sub>r</sub> (KN.m) | Nature | obs | A' | A (cm <sup>2</sup> ) |
| 12<br>11<br>10<br>9<br>8<br>7 | 35 x35                     | Mmax          | 94.943   | 71.833           | 75.65  | 0.155       | 86.55                 | S.P.C  | SSA | 0  | 0                    |
|                               |                            | Nmin          | -70.716  | 27.122           | 38.35  | 0.155       | 16.16                 | S.E.C  | SSA | 0  | 0                    |
|                               |                            | Nmax          | 605.66   | 51.019           | 8.42   | 0.155       | 144.90                | S.E.C  | SSA | 0  | 0                    |
| 6<br>5<br>4<br>3              | 40 x 40                    | Mmax          | 253,808  | 146,924          | 57.89  | 0.18        | 192.61                | S.E.C  | SSA | 0  | 0                    |
|                               |                            | Nmin          | -234,522 | 4,84             | 2.06   | 0.18        | -37.37                | S.E.C  | SSA | 0  | 0                    |
|                               |                            | Nmax          | 1154,757 | -22,512          | 1.95   | 0.18        | 185.86                | S.E.C  | SSA | 0  | 0                    |
| 2<br>1<br>RDC<br>S-S          | 45x45                      | Mmax          | 976.126  | 111.238          | 11.39  | 0.205       | 311.34                | S.E.C  | SSA | 0  | 0                    |
|                               |                            | Nmin          | -657.208 | 1.651            | 0.25   | 0.205       | -133.08               | S.E.C  | SSA | 0  | 0                    |
|                               |                            | Nmax          | 2984.510 | 35.613           | 1.17   | 0.205       | 647.44                | S.E.C  | SSA | 0  | 0                    |

| Sens longitudinal |                            |               |          |          |        |               |                       |        |     |    |                      |                         |
|-------------------|----------------------------|---------------|----------|----------|--------|---------------|-----------------------|--------|-----|----|----------------------|-------------------------|
| Niveaux           | Section (cm <sup>2</sup> ) | Sollicitation | N (KN)   | M (KN,m) | e (cm) | (h/2)-c ( m ) | M <sub>f</sub> (KN.m) | Nature | obs | A' | A (cm <sup>2</sup> ) | Amin (cm <sup>2</sup> ) |
| 12                | 35 x35                     | Mmax          | 94,943   | 84,447   | 88.94  | 0.155         | 90.16                 | S.P.C  | SSA | 0  | 0                    | 9.80                    |
| 11                |                            | Nmin          | -70,716  | 6,259    | 10.33  | 0.155         | -04.70                | S.E.C  | SSA | 0  | 0                    | 9.80                    |
| 10                |                            | Nmax          | 605,66   | 52,884   | 8.73   | 0.155         | 146.76                | S.E.C  | SSA | 0  | 0                    | 9.80                    |
| 9                 | 40 x 40                    | Mmax          | 253,808  | -89,317  | 35.20  | 0.18          | -43.63                | S.E.C  | SSA | 0  | 0                    | 12.80                   |
| 8                 |                            | Nmin          | -234,522 | -4,867   | 20.70  | 0.18          | -47.08                | S.E.C  | SSA | 0  | 0                    | 12.80                   |
| 7                 |                            | Nmax          | 1154,757 | 43,592   | 3.77   | 0.18          | 251.45                | S.E.C  | SSA | 0  | 0                    | 12.80                   |
| 6                 | 45x45                      | Mmax          | 976,126  | -142,42  | 14.60  | 0.205         | 57.68                 | S.E.C  | SSA | 0  | 0                    | 16.20                   |
| 5                 |                            | Nmin          | -657,208 | -60,681  | 9.23   | 0.205         | -195.41               | S.E.C  | SSA | 0  | 0                    | 16.20                   |
| 4                 |                            | Nmax          | 2984,51  | -70,63   | 23.66  | 0.205         | 541.19                | S.E.C  | SSA | 0  | 0                    | 16.20                   |
| 3                 | RDC<br>S-S                 | Mmax          | 976,126  | -142,42  | 14.60  | 0.205         | 57.68                 | S.E.C  | SSA | 0  | 0                    | 16.20                   |
| 2                 |                            | Nmin          | -657,208 | -60,681  | 9.23   | 0.205         | -195.41               | S.E.C  | SSA | 0  | 0                    | 16.20                   |
| 1                 |                            | Nmax          | 2984,51  | -70,63   | 23.66  | 0.205         | 541.19                | S.E.C  | SSA | 0  | 0                    | 16.20                   |

## Vérification a L'ELS :

| Vérification des contraintes a L'ELS Sens longitudinal |         |               |          |           |        |          |        |                |                      |                |                      |     |
|--|---------|---------------|----------|-----------|--------|----------|--------|----------------|----------------------|----------------|----------------------|-----|
| Niv  | Section | Sollicitation | Ns (KN)  | Ms (KN,m) | e (cm) | h/6 (cm) | Nature | $\sigma_b$ MPa | $\bar{\sigma}_b$ MPa | $\sigma_s$ MPa | $\bar{\sigma}_s$ MPa | obs |
| 12   | 35X35   | Mmax          | 69.25    | 61.452    | 88.74  | 5,83     | S.P.C  | 6,90           | 15                   | 149.8          | 348                  | C.V |
| 11   |         | Nmin          | -35.737  | 11.659    | 32.62  |          | S.P.C  | 0,90           |                      | 46.90          |                      | C.V |
| 10   |         | Nmax          | 436.862  | 38.361    | 8.78   |          | S.E.C  | 6,10           |                      | 82.60          |                      | C.V |
| 9  |         |               |          |           |        |          |        |                |                      |                |                      |     |
| 8  | 40X40   | Mmax          | 181.856  | -63.394   | 34.56  | 6,66     | S.E.C  | 5,40           | 15                   | 80.40          | 348                  | C.V |
| 5  |         | Nmin          | -4.998   | -1.056    | 21.13  |          | S.E.C  | 0,00           |                      | 3,90           |                      | C.V |
| 4  |         | Nmax          | 828.614  | -28.616   | 3.45   |          | S.E.C  | 5,80           |                      | 83.00          |                      | C.V |
| 3  |         |               |          |           |        |          |        |                |                      |                |                      |     |
| 2  | 45X45   | Mmax          | 698.6    | -101.379  | 14.51  | 7,50     | S.E.C  | 6,70           | 15                   | 92.50          | 348                  | C.V |
| 1  |         | Nmin          | 20.863   | 22.472    | 107.71 |          | S.E.C  | 1,10           |                      | 24.30          |                      | C.V |
| RDC<br>S-SOL   |         | Nmax          | 2138.867 | 14.743    | 0.69   |          | S.E.C  | 8,70           |                      | 128.9          |                      | C.V |

| Vérification des contraintes a L'ELS Sens transversal |              |               |          |           |        |          |        |                |                      |                |                      |     |
|---|--------------|---------------|----------|-----------|--------|----------|--------|----------------|----------------------|----------------|----------------------|-----|
| Niv   | Section      | Sollicitation | Ns (KN)  | Ms (KN,m) | e (cm) | h/6 (cm) | Nature | $\sigma_b$ MPa | $\bar{\sigma}_b$ MPa | $\sigma_s$ MPa | $\bar{\sigma}_s$ MPa | obs |
| 12  | 35X35        | Mmax          | 69.25    | 51.881    | 74.9   | 5,83     | S.P.C  | 6.90           | 15                   | 149.8          | 348                  | C.V |
| 11  |              | Nmin          | -35.737  | 7.49      | 20.95  |          | S.P.C  | 0.90           |                      | 46.90          |                      | C.V |
| 10  |              | Nmax          | 436.862  | 36.299    | 8.3    |          | S.E.C  | 6.10           |                      | 82.60          |                      | C.V |
| 9   | 40X40        | Mmax          | 181.856  | 105.04    | 57.76  | 6,66     | S.E.C  | 5.40           | 15                   | 80.40          | 348                  | C.V |
| 8   |              | Nmin          | -4.998   | 18.574    | 371.62 |          | S.E.C  | 0.00           |                      | 3.90           |                      | C.V |
| 7   |              | Nmax          | 828.614  | 16.132    | 1.94   |          | S.E.C  | 5.80           |                      | 83.00          |                      | C.V |
| 6   | 45X45        | Mmax          | 698.600  | 79.554    | 11.4   | 7,50     | S.E.C  | 6.70           | 15                   | 92.50          | 348                  | C.V |
| 5   |              | Nmin          | 20.863   | -53.768   | 257.72 |          | S.E.C  | 1.10           |                      | 24.30          |                      | C.V |
| 4   |              | Nmax          | 2138.867 | -13.3     | 0.62   |          | S.E.C  | 8.70           |                      | 128.9          |                      | C.V |
| 3   | RDC<br>S-SOL | Mmax          | 698.600  | 79.554    | 11.4   | 7,50     | S.E.C  | 6.70           | 15                   | 92.50          | 348                  | C.V |
| 2   |              | Nmin          | 20.863   | -53.768   | 257.72 |          | S.E.C  | 1.10           |                      | 24.30          |                      | C.V |
| 1   |              | Nmax          | 2138.867 | -13.3     | 0.62   |          | S.E.C  | 8.70           |                      | 128.9          |                      | C.V |

### VII-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 :

- Reprenre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

#### 1- Diamètre des aciers

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm} , \text{ soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Soit deux cadres de **HA 8 = At = 2.02cm<sup>2</sup>**

#### 2- Espacement des armatures

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min (10\Phi_t^{\min}, 15\text{cm}) = \min(10 \times 1.4, 15\text{cm}) = 14 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

-En zone courante :

$$S_t \leq 15 \Phi_t^{\min} = 21 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

#### 3- Longueurs de recouvrement

Pour les barres de **20 mm**  $\longrightarrow L_r = 40\Phi_t = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$

#### 4- Vérification de la quantité d'armatures transversales :

la quantité minimale d'armatures transversales est donnée comme suite :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 : \quad A_t^{\min} = 0,3\% S_t \cdot b$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 : \quad A_t^{\min} = 0,8\% S_t \cdot b$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes

**b** : dimensions de la section droite du poteau dans la direction considérée.

$\lambda_g$  : Elancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} , \quad l_f = 0.7 h_e$$

Pour le cas le plus défavorable :

$$l_f = 0.7 \times 4.08 = 2.86 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{2,86}{0,45} = 6,35 > 5$$

$$\text{Donc } A_t^{\min} = 0,3\% S_t \cdot b = 0,003 \times 45 \times S_t = 0,13 S_t$$

**En zone nodale :**  $A_{\min} = 0,13 S_t = 0,13 \times 10 = 1,30 \text{ cm}^2$

En zone courante :  $A_{\min} = 0,13 S_t = 0,13 \times 15 = 1,95 \text{ cm}^2$

Donc :

$$\begin{cases} A_{\min} = 1,30 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1,95 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

### 5- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0,075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec :  $\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \lambda_g = 5,35 > 5 \end{cases} \Rightarrow \rho_b = 0,075$

$$\tau_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$$

- Poteaux (35 x 35)

Sens X :  $\tau_b = \frac{30,30 \times 10^3}{350 \times 330} = 0,262 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875$

Sens Y :  $\tau_b = \frac{48,32 \times 10^3}{350 \times 330} = 0,418 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875$

- Poteaux (40 x 40)

Sens X :  $\tau_b = \frac{43,91 \times 10^3}{400 \times 380} = 0,289 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875$

Sens Y :  $\tau_b = \frac{52,56 \times 10^3}{400 \times 380} = 0,346 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875$

- Poteaux (45 x 45)

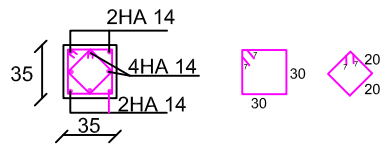
Sens X :  $\tau_b = \frac{83,71 \times 10^3}{450 \times 430} = 0,433 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875$

Sens Y :  $\tau_b = \frac{57,20 \times 10^3}{450 \times 430} = 0,296 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875$

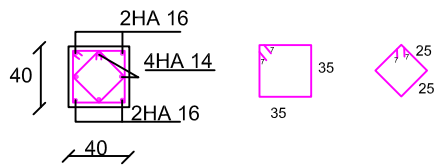
**Conclusion :**

Après tous calculs fait et vérifications faites, le ferrailage final adopté pour les poteaux est comme suit :

| Niveaux   | Section (cm <sup>2</sup> ) | A (cm <sup>2</sup> ) | A adopté           |
|---|----------------------------|----------------------|--------------------|
| 7,8,9,10,11et12 <sup>ème</sup><br>étage                   | 35X35                      | 9,80                 | 8HA14 =12,32       |
| 3,4,5et 6 <sup>ème</sup> étage                            | 40X40                      | 12,80                | 4HA16+4HA14 =14,20 |
| RDC et S-SOL<br>1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage | 45X45                      | 16,20                | 4HA20+4HA16 =20,61 |



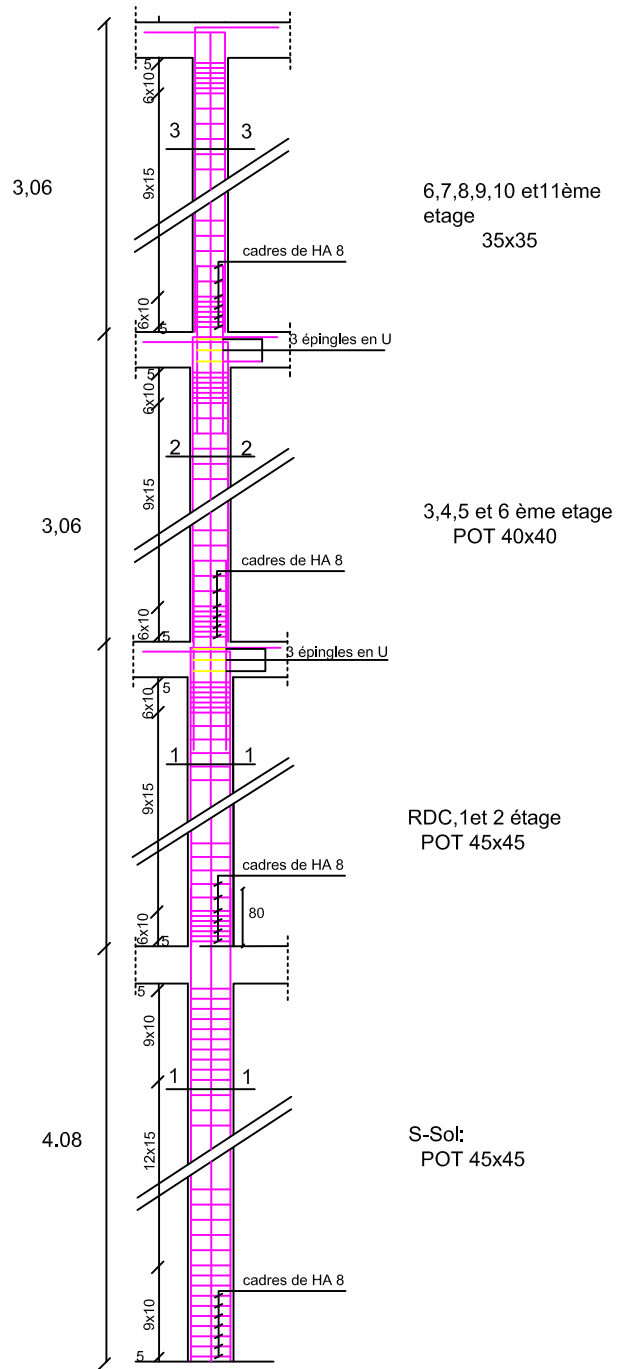
Coup 3-3



Coup 2-2



Coup 1-1



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

|                                    |               |  |
|------------------------------------|---------------|--|
| <b>TITRE:</b>                      |               | <b>ETUDIE PAR:</b>                               |
| Coffrage et ferrailage des poteaux |               | HAMOUdi Malika<br>OUKFIF Rafik<br>OUAZZI Djaffar |
|                                    |               | <b>DIRIGE PAR:</b>                               |
|                                    |               | Mme IDRESS                                       |
| ECHELLE                            | PLANCHE N° 01 | PROMOTION 2011-2012                              |



# *Chapitre VIII*

*ferrailage des voiles*

Promotion 2011/2012

### VIII-Ferraillage des voiles

Les voiles seront calculés en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables. Pour cela nous allons utiliser la méthode des contraintes.

#### VIII -1) Exposé de la méthode de calcul:

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N**, **M**) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

**B** : section du béton

**I** : moment d'inertie du trumeau

**V** et **V'**: bras de levier :  $V = V' = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera pour par bandes de longueur « **d** » donnée par :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

**Avec :**

**h<sub>e</sub>** : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

**L<sub>c</sub>** : la longueur de la zone comprimée

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (**SEC**)
- Section partiellement comprimé (**SPC**)
- Section entièrement tendue (**SET**)

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- **Zone I** : S-SOL , RDC , 1<sup>ém</sup> et 2<sup>ém</sup> étage
- **Zone II** : 3<sup>ém</sup> , 4<sup>ém</sup> , 5<sup>ém</sup> et 6<sup>ém</sup> étage
- **Zone III** : 7<sup>ém</sup> , 8<sup>ém</sup> , 9<sup>ém</sup> , 10<sup>ém</sup> , 11<sup>ém</sup> et 12<sup>ém</sup>

#### a) Ferrailage section entièrement comprimé :

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

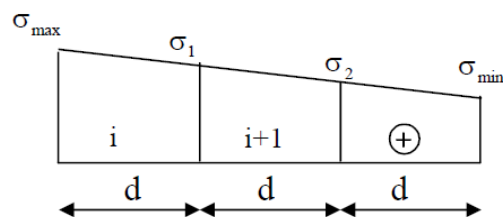


Fig (VIII.1)

**e** : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement comprimé est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

**B** : section du tronçon considéré ;

**Situation accidentelle** :  $\sigma_s = 400$  MPa ;  $f_{bc} = 18.48$  Mpa

**Situation courante** :  $\sigma_s = 348$  MPa ;  $f_{bc} = 14.20$  Mpa

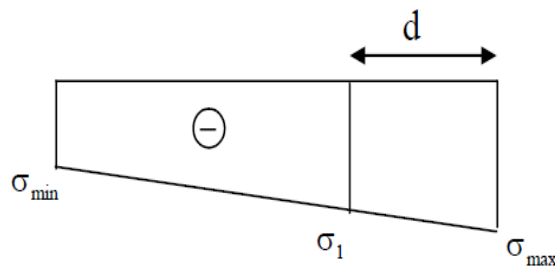
➤ **Armatures minimales :**

$$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad [\text{Art A.8.1, 21BAEL91}].$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5 \% \quad [\text{Art A.8.1, 21BAEL91}].$$

➤ **Ferrailage section entièrement tendue :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



**Fig ( VIII.2)**

**e** : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

➤ **Armatures verticales minimales :**

$$A_{min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_c} \quad [\text{Condition non fragilité BAEL art A4.2.1}].$$

$$A_{min} \geq 0.002 B \quad [\text{Section min du RPA art 7.7.4.1}].$$

**B** : section du tronçon considéré

➤ **Ferrailage section partiellement comprimé :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\text{traction 1}} + \sigma_{\text{traction 2}}}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_{\text{traction 1}}}{2} \cdot d \cdot e$$

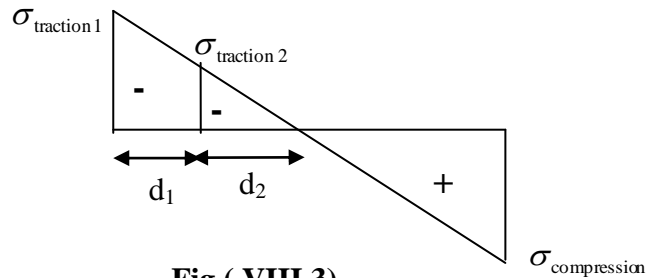


Fig ( VIII.3)

La section d'armature est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

➤ **Armatures verticales minimales :**

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

**VIII-2) 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 **15 %**

En zone courantes **0.10 %**

**VIII-2-1) Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à **135°** ayant une longueur de **10Φ**.

D'après le **BAEL 91** :  $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le **RPA 2003** :  $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser **0.1** de l'épaisseur du voile.

**VIII-2-2) 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'Art 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par **(04)** épingle au mètre carré.

**VIII-2-3) Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec :  $T = 1.4 V_u$

$V_u$  : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

**VIII-2-4) Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section est  $\geq 4HA10$

**VIII-2-5) Espacement :**

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec :  $e$  = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

**VIII-2-5) Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

**40Φ** pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

**20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

**VIII-2-6) Diamètre maximal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser **0,10** de l'épaisseur du voile.

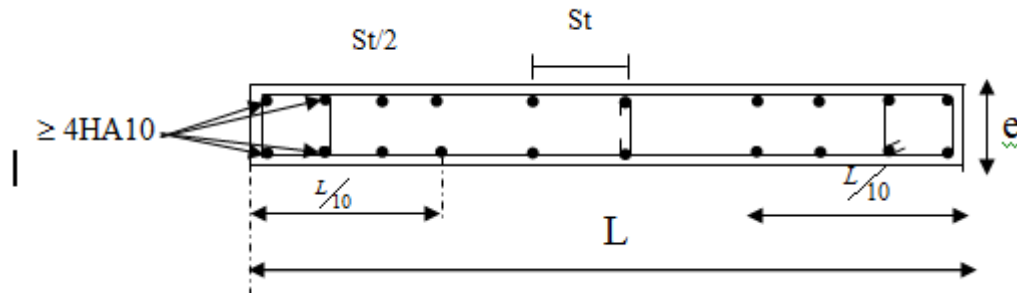


Fig (VIII.3) : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

**VIII-2-7) Vérifications :****a) Vérification à l'ELS :**

Pour cet état, il considéré :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

*Avec :*

$N_s$  : Effort normal appliqué

$B$  : Section du béton

$A$  : Section d'armatures adoptée (verticales).

**b) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Selon le [ RPA99 / version 2003 ] :

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

*Avec :*

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ )

$h$  : Hauteur totale de la section brute

Selon le [ BAEL 91 ] :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa.}$$

*Avec :*  $\tau_u$  : contrainte de cisaillement

## VIII-4) Résumé de calcul :

➤ Type I : (VT1,VT2,et VT3)

| Zone                                  |  | Zone I              | Zone II                          | Zone III          |                   |
|---------------------------------------|--|---------------------|----------------------------------|-------------------|-------------------|
| Caractéristiques géométriques         | L (m)                                      | 3.55                | 3.60                             | 3.65              |                   |
|                                       | e (m)                                      | 0,20                | 0,20                             | 0,20              |                   |
|                                       | B (m <sup>2</sup> )                        | 0.236               | 0.24                             | 0.244             |                   |
| Sollicitations de calcul              | $\sigma_{\max}$ (KN/ m <sup>2</sup> )      | 3910.86             | 1743.52                          | 886.26            |                   |
|                                       | $\sigma_{\min}$ (KN/m <sup>2</sup> )       | 3604.69             | 1559.28                          | 692.35            |                   |
|                                       | Nature de la section                       | SEC                 | SEC                              | SEC               |                   |
|                                       | V <sub>u</sub> (KN)                        | 67.54               | 51.26                            | 37.97             |                   |
|                                       | L <sub>t</sub> (cm)                        | 0                   | 0                                | 0                 |                   |
|                                       | L <sub>c</sub> (cm)                        | 355                 | 360                              | 365               |                   |
|                                       | d (cm)                                     | 118                 | 120                              | 122               |                   |
| Ferrailage des voiles                 | N (KN)                                     | N <sub>1</sub>      | 910.95                           | 411.01            | 208.34            |
|                                       | A (cm <sup>2</sup> )                       | A <sub>1</sub>      | 23.18                            | 11,81             | 5,99              |
|                                       | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )        |                     | 12.39                            | 12.6              | 12.81             |
|                                       | A <sub>v (adopté)</sub> (cm <sup>2</sup> ) |                     | 24.64                            | 18.10             | 18.10             |
|                                       | Choix des barres /nappe                    |                     | 8HA14                            | 8HA12             | 8HA12             |
|                                       | S <sub>t</sub> (cm)                        |                     | 15                               | 15                | 15                |
|                                       | A <sub>Hmin</sub>                          |                     | 6.16                             | 4.53              | 4.53              |
|                                       | A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )   |                     | 3.08                             | 2.27              | 2.27              |
|                                       | Choix des barres /nappe                    |                     | 14HA10<br>A=11.00                | 14HA10<br>A=11.00 | 14HA10<br>A=11.00 |
|                                       | A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )          |                     | 4 épingles de HA8/m <sup>2</sup> |                   |                   |
| A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )    |  | 2,60                | 1,97                             | 1,46              |                   |
| Vérifications des contraintes à l'ELS | contrainte                                 | $\tau_u$            | 0.11                             | 0,08              | 0,06              |
|                                       |  | $\tau_b$            | 0,15                             | 0,11              | 0 ,08             |
|                                       | ELS  | N <sub>s</sub> (KN) | 1073,68                          | 439,30            | 301,10            |
|                                       |  | $\sigma_b$ (MPa)    | 1,39                             | 0,56              | 0,40              |

## ➤ Type II : ( VT )

| Zone                          |  | Zone I              | Zone II                          | Zone III          |                   |
|-------------------------------|--|---------------------|----------------------------------|-------------------|-------------------|
| Caractéristiques géométriques | L (m)                                      | 2.00                | 2.025                            | 2.05              |                   |
|                               | e (m)                                      | 0,20                | 0,20                             | 0,20              |                   |
|                               | B (m <sup>2</sup> )                        | 0.14                | 0.14                             | 0.14              |                   |
| Sollicitations de calcul      | $\sigma_{\max}$ (KN/ m <sup>2</sup> )      | 7869.48             | 3518.48                          | 2326.46           |                   |
|                               | $\sigma_{\min}$ (KN/m <sup>2</sup> )       | 6625.56             | 2860.94                          | 1269.74           |                   |
|                               | Nature de section                          | SEC                 | SEC                              | SEC               |                   |
|                               | V <sub>u</sub> (KN)                        | 67.54               | 51.26                            | 37.97             |                   |
|                               | L <sub>t</sub> (cm)                        | 0                   | 0                                | 0                 |                   |
|                               | L <sub>c</sub> (cm)                        | 2.00                | 2.025                            | 2.05              |                   |
|                               | d (cm)                                     | 67                  | 67                               | 67                |                   |
| Ferrailage des voiles         | N (KN)                                     | N <sub>1</sub>      | 1026.59                          | 456.72            | 288.03            |
|                               | A (cm <sup>2</sup> )                       | A <sub>1</sub>      | 19.50                            | 13.12             | 8.27              |
|                               | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )        |                     | 7.35                             | 7.35              | 7.35              |
|                               | A <sub>v</sub> (adopté) (cm <sup>2</sup> ) |                     | 20.10                            | 15.4              | 15.4              |
|                               | Choix des barres /nappe                    |                     | 5HA16                            | 5HA14             | 5HA14             |
|                               | S <sub>t</sub> (cm)                        |                     | 15                               | 15                | 15                |
|                               | A <sub>Hmin</sub>                          |                     | 5.00                             | 3.85              | 3.85              |
|                               | A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )   |                     | 2.5                              | 1.93              | 1.93              |
|                               | Choix des barres /nappe                    |                     | 14HA10<br>A=11.00                | 14HA10<br>A=11.00 | 14HA10<br>A=11.00 |
|                               | A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )          |                     | 4 épingles de HA8/m <sup>2</sup> |                   |                   |
|                               | A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )         |                     | 2.60                             | 1.97              | 1.46              |
|                               | Vérifications des contraintes à l'ELS      | contrainte          | $\tau_u$ (MPa)                   | 0.18              | 0.14              |
| $\tau_b$ (MPa)                |  |                     | 0.26                             | 0.20              | 0.15              |
| ELS                           |  | N <sub>s</sub> (KN) | 422,96                           | 441,71            | 338,58            |
|                               |  | $\sigma_b$ (MPa)    | 0.94                             | 0.97              | 0.74              |

## ➤ Type III : (VL6)

| Zone                                  |  | Zone I              | Zone II                          | Zone III          |                   |
|---------------------------------------|--|---------------------|----------------------------------|-------------------|-------------------|
| Caractéristiques géométriques         | L (m)                                      | 3,60                | 3,65                             | 3.70              |                   |
|                                       | e (m)                                      | 0,20                | 0,20                             | 0,20              |                   |
|                                       | B (m <sup>2</sup> )                        | 0.240               | 0.242                            | 0,246             |                   |
| Sollicitations de calcul              | $\sigma_{\max}$ (KN/ m <sup>2</sup> )      | 4212.98             | 1873.34                          | 1166.53           |                   |
|                                       | $\sigma_{\min}$ (KN/m2)                    | 3839.81             | 1665.93                          | 825.96            |                   |
|                                       | Nature de la section                       | SEC                 | SEC                              | SEC               |                   |
|                                       | V <sub>u</sub> (KN)                        | 91.294              | 55.448                           | 44,016            |                   |
|                                       | L <sub>t</sub> (cm)                        | 0                   | 0                                | 0                 |                   |
|                                       | L <sub>c</sub> (cm)                        | 360                 | 360                              | 360               |                   |
|                                       | d (cm)                                     | 120                 | 121                              | 123               |                   |
| Ferrailage des voiles                 | N (KN)                                     | N <sub>1</sub>      | 996.19                           | 445.02            | 273.04            |
|                                       | A (cm <sup>2</sup> )                       | A <sub>1</sub>      | 28.63                            | 12.78             | 7.85              |
|                                       | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )        |                     | 12.6                             | 12.70             | 12.92             |
|                                       | A <sub>v</sub> (adopté) (cm <sup>2</sup> ) |                     | 32.16                            | 40.72             | 40.72             |
|                                       | Choix des barres /nappe                    |                     | 8HA16                            | 8HA12             | 8HA12             |
|                                       | S <sub>t</sub> (cm)                        |                     | 12                               | 12                | 12                |
|                                       | A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B                |                     | 10.8                             | 10.95             | 11.10             |
|                                       | A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )   |                     | 5.40                             | 5.48              | 5.55              |
|                                       | Choix des barres /nappe                    |                     | 14HA10<br>A=11.00                | 14HA10<br>A=11.00 | 14HA10<br>A=11.00 |
|                                       | A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )          |                     | 4 épingles de HA8/m <sup>2</sup> |                   |                   |
|                                       | A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )         |                     | 3.51                             | 2.13              | 1.69              |
| Vérifications des contraintes à l'ELS | contrainte                                 | $\tau_u$ (MPa)      | 0.14                             | 0,08              | 0,07              |
|                                       |  | $\tau_b$ (MPa)      | 0,20                             | 0,12              | 0,09              |
|                                       | ELS  | N <sub>s</sub> (KN) | 1504,42                          | 1339              | 981,52            |
|                                       |  | $\sigma_b$ (MPa)    | 1,93                             | 1,69              | 1,22              |

**IX.5. Etude des linteaux :**

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile. Ils sont assimilés à des poutres encastées à leurs extrémités, et sont calculés en flexion simple, Dans notre cas les résultats sont donnés directement dans le fichier résultat.

**IX.5.1. Détermination des sollicitations :**

Dans notre cas elles sont données dans le fichier résultat.

**IX.5.2. Méthode de calcul :****a) Contraintes limites de cisaillement :**

$$\tau_b \leq \tau_b = 0.2 \cdot f_{c28} \quad \text{tel que : } \tau_b = \frac{V}{b \cdot 0.9 \cdot d} ; V = 1.4 V_u \text{ calculé}$$

**b<sub>0</sub>** : épaisseur du linteau ou du voile ;

**d** : hauteur utile ( $d = 0.9 h$ ) ;

**h** : hauteur totale de la section brute ;

**b) Ferrailage des linteaux :****• Premier cas :**  $\tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$ 

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts  $M, V$ ). Il devra disposer :

- des aciers longitudinaux de flexion  $\Rightarrow A_l$

- des aciers transversaux  $\Rightarrow A_t$

- des aciers en partie courants (de peau)  $\Rightarrow A_c$

**• Aciers longitudinaux :**

Les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_t \geq \frac{M}{z \cdot f_e} ; \text{ avec : } z = h - 2d$$

Où : **h** : est la hauteur totale du linteau,

**d** : est l'enrobage,

**M** : moment dû à l'effort tranchant ( $V = 1.4 \cdot V_u$ ).

**• Aciers transversaux :**

- **Premier sous cas** : linteaux longs  $\lambda = l/h > 1$

$$\text{Avec : } s_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V}$$

Où : **s<sub>t</sub>** : espacement des cours d'armatures transversales,

**A<sub>t</sub>** : section d'un cours d'armatures transversales.

- **Deuxième sous cas** : linteaux courts 1

$$s_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V + (A_t \cdot f_e)}$$

et  $V = \min(V_1 ; V_2)$

Où :  $V_1 = 2 V_u \text{ calcul}$

$$V_2 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

**M<sub>ci</sub>** et **M<sub>cj</sub>** : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée **l<sub>ij</sub>**. Il sont calculés par : **M<sub>c</sub> = A<sub>t</sub> · f<sub>e</sub> · z**

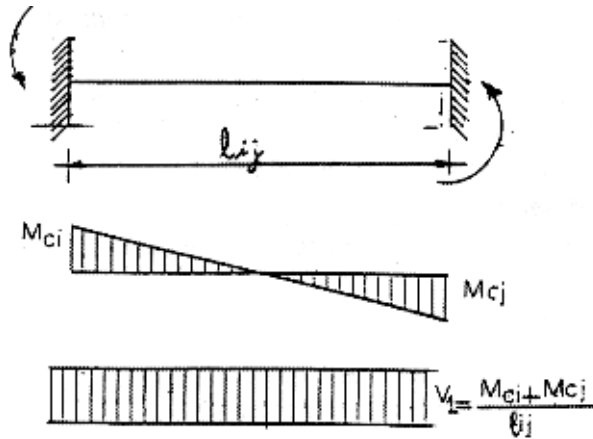


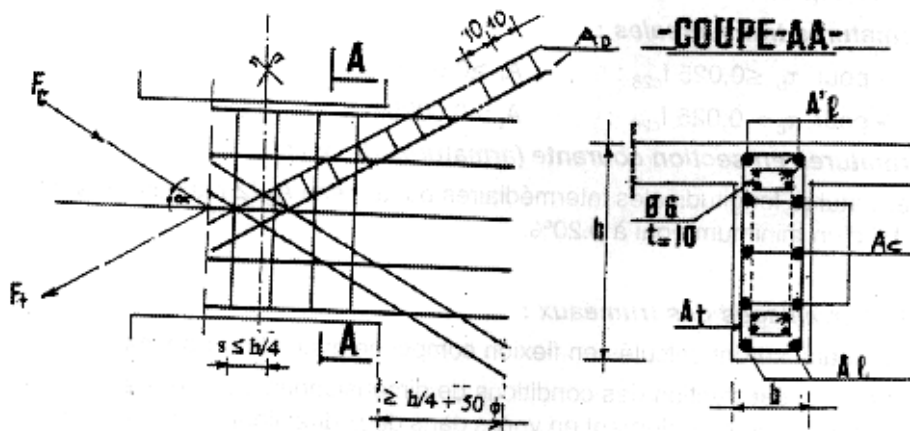
Fig. 7.10 :

• **Deuxième cas :**  $\tau_b \geq 0.06 \cdot f_{c28}$

Dans ce cas, il y'a lieu de disposer les ferrillages longitudinaux (supérieures et inférieures), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires. Les efforts ( $M ; N$ ) sont repris suivant des bielles diagonales (de traction et de compression) suivant l'axe moyen des armatures diagonales  $A_d$  à disposer obligatoirement. Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_d = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha \cdot (h - 2d)}$$

Avec :  $\text{tg} \alpha = \frac{v}{l}$  et  $v = V$  calculé



$$A_t, A'_t \geq 0.0015 bh$$

$$A_c \geq 0.0020 bh$$

$$A_D \geq 0.0015 bh \quad \text{si } \tau_b > 0.06 f_{c28}$$

$$A_D = 0 \quad \text{si } \tau_b \leq 0.06 f_{c28}$$

$$A_t \geq 0.0015 bs \quad \text{si } \tau_b \leq 0.025 f_{c28}$$

$$A_t \geq 0.0025 bs \quad \text{si } \tau_b > 0.025 f_{c28}$$

**Ferrailage minimal :****a) Armatures longitudinales :**

$$(A_l, A_l') \geq 0,0015.b.h \quad (0,15\%)$$

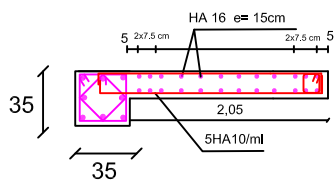
**b) Armatures transversales :**

- pour  $\tau_b \leq 0,025 f_{c28}$  :  $A_t \geq 0,0015.b.s.$  ( 0,15% )
- pour  $\tau_b > 0,025 f_{c28}$  :  $A_t > 0,0025.b.s$  (0,25%)

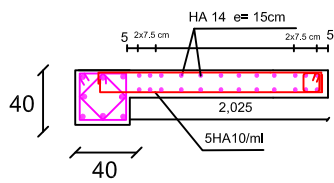
**c) Armatures en section courante (armatures de peau)**

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau  $A_c$  (**2 nappes**) doivent être au total d'un minimum égal à **0.20%**.

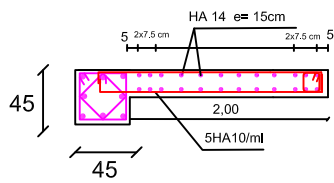
| Zone                          |                                 | Zone I   | Zone II | Zone III |
|-------------------------------|---------------------------------|----------|---------|----------|
| Caractéristiques géométriques | h (m)                           | 1.48     | 0.46    | 0.46     |
|                               | L(m)                            | 1.2      | 1.2     | 1.2      |
|                               | e (cm)                          | 0.2      | 0.2     | 0.2      |
| Contraintes de cisaillement   | $\bar{\tau}_b$                  | 5.00     | 5.00    | 5.00     |
|                               | Vu                              | 91.294   | 35.448  | 44.016   |
|                               | $\tau_b$                        | 0.38     | 0.60    | 0.74     |
| Ferrailage des linteaux       | $\bar{\tau}_b$                  | 1.5      | 1.5     | 1.5      |
|                               | $\tau_b$                        | 0.38     | 0.6     | 0.74     |
|                               | $A_l = A_l'$ (cm <sup>2</sup> ) | 1.35     | 1.86    | 2.31     |
|                               | $A_l$ min (cm <sup>2</sup> )    | 4.44     | 1.38    | 1.38     |
|                               | Choix des barres                | 2(2HA12) | 2HA12   | 2HA12    |
|                               | $\lambda_g = h/l$               | 1.23     | 0.38    | 0.38     |
|                               | $A_t$ (cm <sup>2</sup> )        | 0.45     | 0.62    | 0.77     |
|                               | $A_t$ min (cm <sup>2</sup> )    | 1.00     | 0.5     | 0.5      |
|                               | Choix des barres                | 2HA8     | 2HA8    | 2HA8     |
|                               | $A_c$ (cm <sup>2</sup> )        | 5.92     | 1.84    | 1.84     |
|                               | Choix des barres                | 14HA8    | 6HA8    | 6HA8     |
|                               | Longueur d'ancrage (m)          | 1.00     | 0.75    | 0.75     |



Zone III



Zone II



Zone I

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

TITRE:  
 Coffrage et ferrailage des  
 voiles de type III

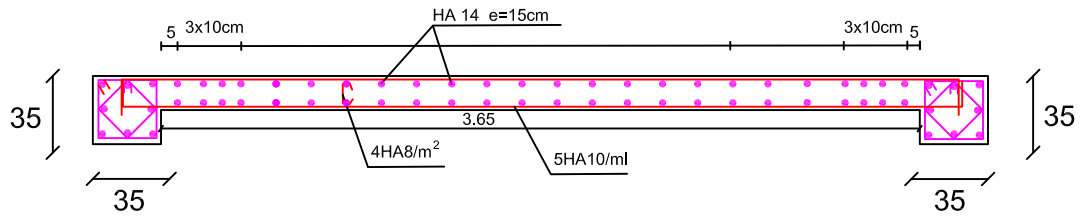
ETUDIE PAR :  
 HAMOUDI Malika  
 OUKFIF Rafik  
 OUZZI Djaffar

DIRIGE PAR :  
 Mme IDRESS

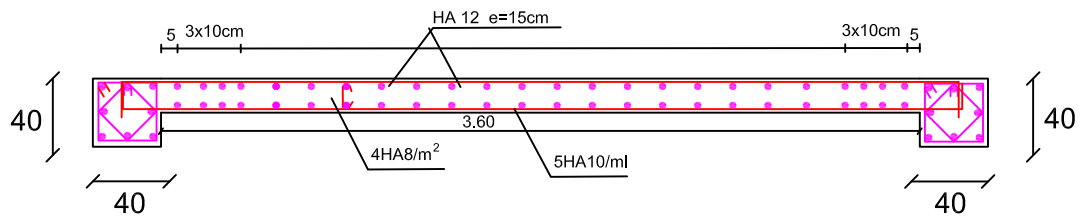
ECHELLE

PLANCHE N° 01

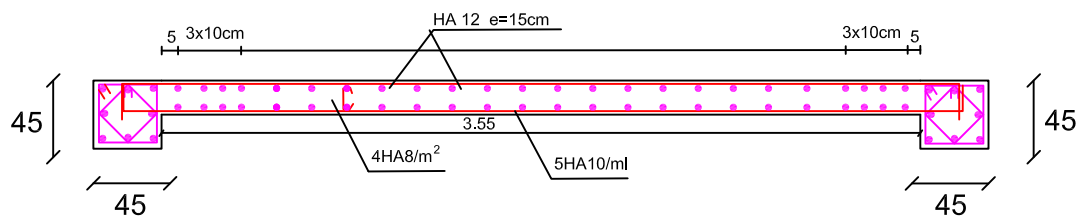
PROMOTION 2011-2012



Zone III



Zone II



Zone I

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

TITRE:  
 Coffrage et ferrailage des  
 voiles de type I

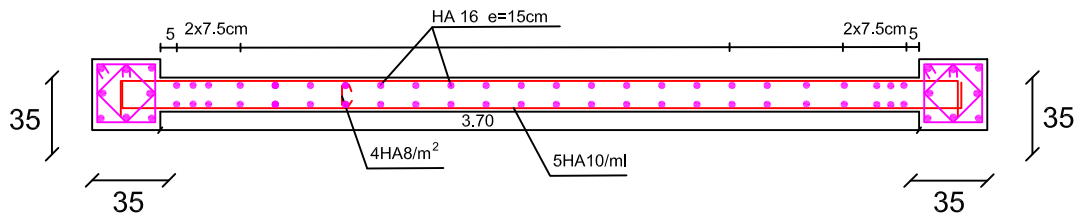
ETUDIE PAR :  
 HAMOUDI Malika  
 OUKFIF Rafik  
 OUZZI Djaffar

DIRIGE PAR :  
 Mme IDRESS

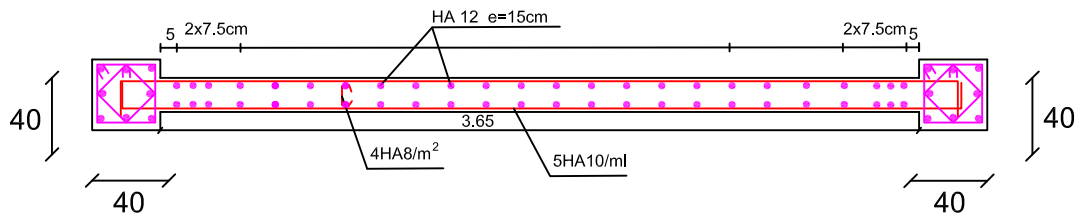
ECHELLE

PLANCHE N° 01

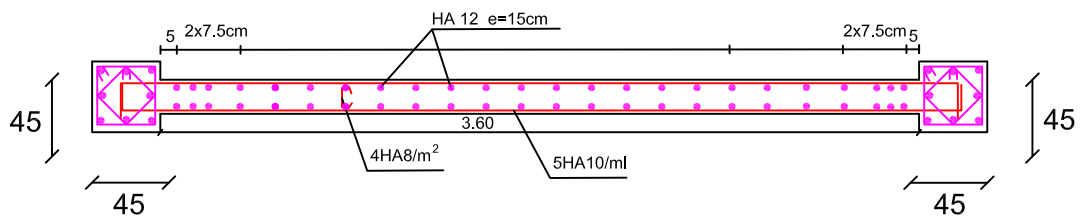
PROMOTION 2011-2012



Zone III



Zone II



Zone I

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

TITRE:  
 Coffrage et ferrailage des  
 voiles de type III

ETUDIE PAR :  
 HAMOUDI Malika  
 OUKFIF Rafik  
 OUZZI Djaffar

DIRIGE PAR :  
 Mme IDRESS

ECHELLE

PLANCHE N° 01

PROMOTION 2011-2012



# *Chapitre IX*

*Etude de l'infrastructure ( s-sol & RDC )*

Promotion 2011/2012

## ***I- Introduction :***

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

### ➤ **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur,
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

### ➤ **Fondations profondes :**

Elles sont utilisés dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits ;

## ***II- Etude du sol de fondation :***

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur étude de sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du Sol .

❖ *Fondation S-sol :**III - ) Choix du type de fondation :*

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder .
- La nature du terrain et sa résistance .
- Profondeur du bon sol .
- Le tassement du sol.

*III-1) Semelle isolé :*

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal «  $N_{ser}$  » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du **S-sol** et du **RDC**.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carré}).$$

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

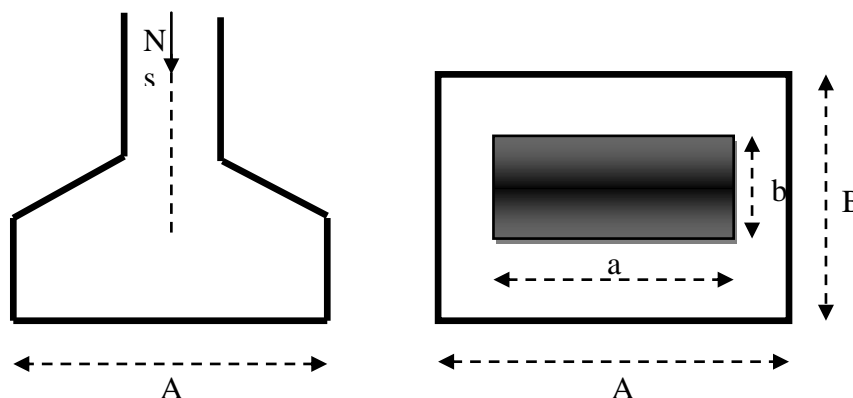
*Exemple :*

$$\text{Pour le s-sol : } N_{ser} = 1318.43 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad B^2 = 6.6 \text{ m}^2$$

$$\frac{\sum S_t}{Str} = \frac{6.6 \times 30}{243.65} = 0.81$$

La surface des semelles isolée représente **81 %**

*Remarque :* Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.



**III-2) Semelles filantes :****III-2-1) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

$\sigma_{sol}$  : Capacité portante du sol ( $\bar{\sigma}_{sol} = 200\text{KN/m}^2 = 0.2 \text{ MPa}$ )

**B** : Largeur de la semelle .

**G** et **Q** : charge et surcharge à la base du voile .

**L** : longueur de la semelle sous voile .

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

**Tableau 1 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversale) :**

| Voile           | $N_{ser}$ | L (m) | B (m) | S = B x L (m <sup>2</sup> ) |
|-----------------|-----------|-------|-------|-----------------------------|
| V <sub>T1</sub> | 1738.27   | 3.80  | 2.30  | 8.74                        |
| V <sub>T1</sub> | 1738.27   | 3.80  | 2.30  | 8.74                        |
| V <sub>T2</sub> | 1266.02   | 3.30  | 1.92  | 6.34                        |
| V <sub>T2</sub> | 1266.02   | 3.30  | 1.92  | 6.34                        |
|                 |           |       |       | 30.16                       |

**Tableau 2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinale) :**

| Voile           | N <sub>s</sub> | L (m) | B (m) | S = B x L (m <sup>2</sup> ) |
|-----------------|----------------|-------|-------|-----------------------------|
| VL <sub>1</sub> | 946.92         | 2.07  | 2.28  | 4.72                        |
| VL <sub>1</sub> | 946.92         | 2.07  | 2.28  | 4.72                        |
| VL <sub>2</sub> | 457.68         | 1.45  | 1.58  | 2.29                        |
| VL <sub>2</sub> | 457.68         | 1.45  | 1.58  | 2.29                        |
| VL <sub>3</sub> | 460.77         | 1.00  | 2.30  | 2.30                        |
| VL <sub>3</sub> | 460.77         | 1.00  | 230   | 2.30                        |
| VL <sub>4</sub> | 1795.16        | 3.55  | 2.53  | 8.98                        |
|                 |                |       |       | 27.6                        |

La surface des semelles filantes sous les voiles est :  $St = 57.76 + 30.36 = 88.12 \text{ m}^2$ .

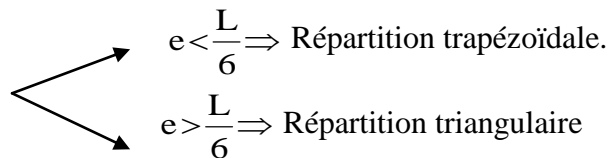
### III-2-2) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

#### a) Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

#### b) Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges  $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :



$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \qquad q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

#### c) Application ( sur une partie de la structure pour raison de symétrie )

#### Portique 3-3 :

| Poteaux | N=G+Q (KN) | $e_i$ (m) | $N \times e_i$ | M(KN.m) |
|---------|------------|-----------|----------------|---------|
| 1       | 449.272    | -6.06     | -2722.59       | 0.429   |
| 2       | 231.03     | -2.26     | -522.13        | 0.928   |
| 3       | 596.83     | 1.04      | 620.70         | -21.433 |
| 4       | 235.25     | 4.79      | 1126.85        | 4.298   |
|         |            |           | -1497.17       | -15.78  |

**Portique 4-4 :**

| Poteaux | N=G+Q  | e <sub>i</sub> | N × e <sub>i</sub> | M(KN.m) |
|---------|--------|----------------|--------------------|---------|
| 1       | 233.98 | -6.06          | -1417.90           | 0.823   |
| 2       | 414.77 | -2.26          | -937.4             | 0.008   |
|         |        |                | -2355.3            | 0.831   |

**Portique 5-5**

| Poteaux | N=G+Q  | e <sub>i</sub> | N × e <sub>i</sub> | M(m)   |
|---------|--------|----------------|--------------------|--------|
| 1       | 318.48 | -2.26          | -719.76            | 10.247 |
| 2       | 257.67 | 1.04           | 260.25             | 1.205  |
| 3       | 277.05 | 4.79           | 1327.07            | 0.632  |
|         |        |                | 867.56             | 12.084 |

**On a : portique (3-3) :**

$$e = -1.01 < \frac{L}{6} = \frac{10.85}{6} = 1.80 \text{ m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{-1512.38}{10.85} \times \left(1 + \frac{3 \times (-1.01)}{10.85}\right) = 101.65 \text{ kN/m}$$

**Portique (4-4):**

$$e = -3.62 < \frac{L}{6} = \frac{3.8}{6} = 0.63 \text{ m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{648.75}{3.8} \times \left(1 + \frac{3 \times (3.62)}{3.8}\right) = -317.20 \text{ kN/m}$$

**Portique (5-5):**

$$e = 1.03 < \frac{L}{6} = \frac{6.6}{6} = 1.1 \text{ m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{853.20}{6.6} \times \left(1 + \frac{3 \times (1.03)}{6.6}\right) = 189.80 \text{ kN/m}$$

e) Détermination de la largeur de la semelle :

**portique (3-3) :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{101.65}{200} = 0.508m \text{ on prend } B = 0.6m$$

On aura donc,  $S = (0.6 \times 10.85) \times 2 = 13.02m^2$

**Portique (4-4) :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{317.20}{200} = 1.5856m \text{ on prend } B = 1.6m$$

On aura donc :

$$S = (1.6 \times 3.8) \times 2 = 12.16m^2$$

**Portique (5-5) :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{189.20}{200} = 0.949m \text{ on prend } B = 1.00m$$

On aura donc :

$$S = (1.00 \times 6.60) \times 2 = 13.20m^2$$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = S \times n$

$$S_p = 13.02 + 12.16 + 13.20 = 38.38 m^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 38.38 + 88.12 = 126.5m^2$$

La surface totale de la structure :  $S_{st} = 243.65 m^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure es :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{126.5}{243.65} = 0.52$$

$$S_t > 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente **52 %**

➤ **Conclusion :**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

#### **IV - Calcul du radier général :**

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal .
- Permet une meilleur répartition de la charge sur le sol de la fondation .
- Facilité de coffrage .

- Rapidité d'exécution .

### IV-1- Pré dimensionnement du radier :

#### IV-1-1) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum **25 cm** ( $h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$ )

#### IV-1-2) Selon la condition forfaitaire :

##### a) Sous voiles :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 47.5 \leq h \leq 76$$

h : épaisseur du radier

$L_{\max}$  : distance entre deux voiles successifs ;

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de **h = 75cm**.

##### b) Sous poteaux :

###### ➤ Dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20},$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{380}{20} = 19 \text{ cm}$$

Soit  $h_d = 30 \text{ cm}$

###### ➤ Nervure :

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{380}{10} = 38 \text{ cm}$$

Soit  $h_n = 75 \text{ cm}$

#### IV-1-3) Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface **K= 40 MPa** pour un sol moyen ;

**I** : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

**E** : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$

$L_{\text{max}}$  : distance entre deux voiles successifs

$$D'où : \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 3.80\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.72 \text{ m}$$

### ➤ *Conclusion :*

On optera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_{\text{ner}} = 75 \text{ cm} \\ h_{\text{dalle}} = 30 \text{ cm} \\ b_{\text{ner}} = 45 \text{ cm} \end{array} \right.$$

### *IV-2- Détermination des efforts :*

On prend comme surface du radier celle du bâtiment.

#### *Remarque :*

Le BAEL, nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suite :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{75}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 37.5 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de  $L_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$

D'après le calcul, la surface du débord :

$$S_{\text{débord}} = \text{périmètre} \times L_{\text{déb}}$$

$$Donc : \quad \text{la surface totale du radier} : S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 243.65 + 0.5 \times 77.12 = 278.35 \text{ m}^2$$

#### *IV-2-1) Charge permanente :*

Poids rad = (Pds de la dalle) + (Pds de la nervure) + (Pds de la dalle flottante) + (Pds T.V.O)

$$\text{Poids du radier} : [(278.35) \times 25 \times 0,30] + [(0,75 - 0,30) \times 25 \times 72,31] = 2901,11 \text{ KN}$$

$$\text{Poids du remblai en TVO} : [(0,75 - 0,40) \times (243,65 - 72,31) \times 17] = 1019,47 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de la dalle flottante} : (243,65 - 72,31) \times 0,1 \times 25 = 428,35 \text{ KN}$$

$$G_{\text{tot}} = 4348,93 \text{ KN.}$$

#### *IV-2-2) Combinaisons d'actions :*

$$G_{\text{bat}} = 33789,8 \text{ KN [ résultat de ROBOT 2010]}$$

$$Q_{\text{bat}} = 9463,01 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{rad}} = 5 \times 278,35 = 1391,75 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{rad}} = 10854,76 \text{ KN} \\ G = G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}} = 53713,54 + 4348,93 = 38138,73 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$G = G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}} = 53713,54 + 4348,93 = 38138,73 \text{ KN}$$

$$L'ELU : \quad N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 67769,45 \text{ KN}$$

$$L'ELS : N_s = G + Q = 48993.5 \text{ KN}$$

*IV-2-3) Détermination de la surface nécessaire du radier :*

$$L'ELU : S_{\text{rad}1} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{\text{SOL}}} = \frac{67769.45}{1,33 \times 200} = 260.30 \text{ m}^2$$

$$L'ELS : S_{\text{rad}2} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{68917.23}{200} = 244.96 \text{ m}^2$$

$$D'où : S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{rad}1}; S_{\text{rad}2}) = 260.30 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = 278.35 > S_{\text{rad}} = 260.30 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

*V- Vérification :*

*V-1 -Vérification à la contrainte de cisaillement :*

Il faut vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 1 \text{ m}; d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,30 = 0,270 \text{ m}$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{67769.45 \times 1}{278.35} \times \frac{3.80}{2} = 462.60 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{462.60}{1 \times 0,27} \times 10^{-3} = 1.71 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

*V.2 )Vérification de la stabilité du radier :*

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (**N**) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (**M**) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

*Avec :*

$M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base de la structure ;

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

$$L'ELU : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{SOL}$$

$$L'ELS : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

a) *Calcul du centre de gravité du radier :*

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 13,86m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 6,06m$$

Avec :

$S_i$  : Aire du panneau considéré ;

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

b) *Moment d'inertie du radier :*

$$I_{xx} = 2949.50m^4$$

$$I_{yy} = 19237.92m^4$$

*Calcul des moments :*

$$M_{xx} = 19508.522 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = 25463.585 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens transversal :**

$$M_{xx} = 19508.522 \text{ KN.m}$$

**ELU :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G \\ \sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 257.52 \text{ KN} / m^2 \\ \sigma_2 = 229.41 \text{ KN} / m^2 \end{array} \right.$$

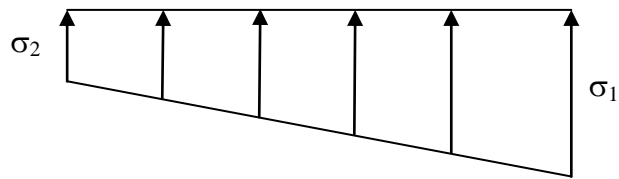


Figure. Diagramme des contraintes

$$\sigma_m = 250.5 \text{ KN/m}^2 < 2\sigma_{SOL} = 400 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**ELS :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{Mx}{I_{yy}} \cdot X_G$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{Mx}{I_{yy}} \cdot X_G \\ \sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{Mx}{I_{yy}} \cdot X_G \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 261.65 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = 233.54 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_m = 254.62 \text{ KN/m}^2 < 2\sigma_{SOL} = 400 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sens longitudinal:**

$$M_{yy} = 25463.585 \text{ KN.m}$$

**ELU :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{My}{I_{xx}} \cdot y_G$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{My}{I_{xx}} \cdot y_G \\ \sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{My}{I_{xx}} \cdot y_G \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 287.78 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = 191.15 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_m = 263.62 \text{ KN/m}^2 < 2\sigma_{SOL} = 400 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**ELS :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{My}{I_{xx}} \cdot y_G$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{My}{I_{xx}} \cdot y_G \\ \sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{My}{I_{xx}} \cdot y_G \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 288.90 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = 193.27 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

➤  $\sigma_m = 264.99 \text{ KN/m}^2 < 2\sigma_{SOL} = 400 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$

### V-3 - Vérification au poinçonnement :

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq (0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28})$$

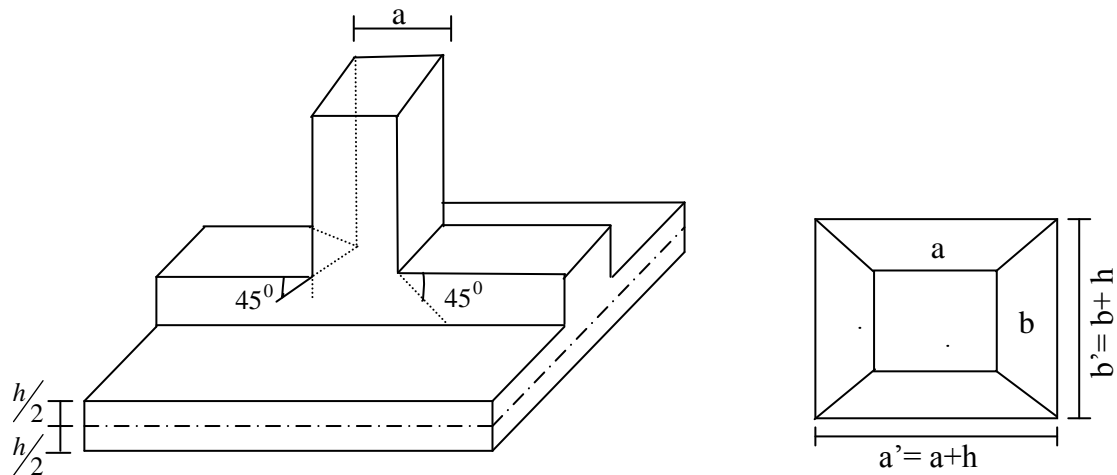
Avec :

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$a$  : Epaisseur du voile ou du poteau.

$b$  : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).



#### Calcul du périmètre utile $\mu_c$ :

- **Poteaux :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + 2 \times 0,75) = 4.80 \text{ m}$$

$$N_u = 751.277 \text{ KN}$$

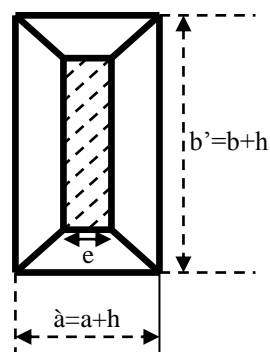
$$N_u \leq (0,045 \times 4.80 \times 0.3 \times 25000) = 1620 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Voile :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 3.8 + 2 \times 0,75) = 11.00 \text{ m}$$

$$N_u = 1023.48 \text{ KN}$$

$$N_u < 0,07 \times 11.00 \times 0.75 \times 25000 = 14437.50 \text{ KN (condition vérifiée)}$$



**VI - Ferrailage du radier :****VI-1- Ferrailage de la dalle :**

Le radier se ferraille comme une dalle pleine renversé s'appuyant sur les nervures qui sont à sa partie supérieur et soumis à la réaction du sol.

On distingue deux cas :

**a) 1<sup>er</sup> Cas :**

Si  $\rho < 0,4$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{Et} \quad M_{oy} = 0$$

**b) 2<sup>eme</sup> Cas :**

Si  $0,4 \leq \rho \leq 1$  ; les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients  $\mu_x$ ,  $\mu_y$  sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} (L_x < L_y)$$

**Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

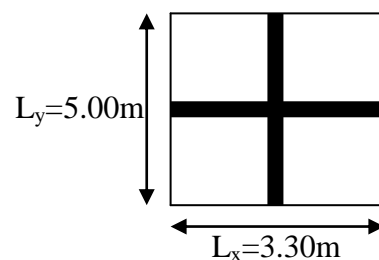
**VI-1-1 - Identification du panneau :**

$$L_x = 3.30 \text{ m} ; L_y = 5.00 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.30}{5.00} = 0,6$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_M^{\max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.



**L'E.L.U :**

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 263.62 - \frac{4348.93}{278.35} = 247.99 \text{ kN/m}^2$$

**L'E.L.S :**

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 264.99 - \frac{4348.93}{278.35} = 249.37 \text{ kN/m}^2$$

**VI.1.2) Calcul a' L ELU :**

$$q_u = 247.99 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,66 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0733 \\ U_y = 0,382 \end{cases}$$

**VI.1.3 ) Calcul des moments  $M_{0X}$  et  $M_{0Y}$  :**

$$M_{0X} = u_x \times q_u l_x^2 = 0,0733 \times 247.99 \times (3.3^2) = 197.95 \text{ KN}$$

$$M_{0Y} = u_y \times M_{0X} = 0.382 \times 197.95 = 75.62 \text{ KN}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront minorisés en leurs affectant un coefficient de **(-0,5)** aux appuis et **(0,85)** en travée

**VI.1.4) Ferrailage dans le sens x-x :**

➤ **Aux appuis :**

$$M_{app} = -0,5M_x = -0,50 \times 197.95 = -98.975 \text{ KN}$$

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{98.975 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0.095 < u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$u_u = 0,095 \rightarrow \beta = 0,949 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M}{Bd\sigma_{st}} = \frac{98.975 \times 10^3}{0,949 \times 27 \times 348} = 11.09 \text{ cm}^2$$

**Soit :** 6HA16 = 12.06 cm<sup>2</sup> / ml ;

**Avec :** S<sub>t</sub> = 20 cm < min (3h, 33 cm)

➤ **En travée :**

$$M_t = 0,85 \times 197.95 = 168.25 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{168.25 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,162 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,162 \rightarrow \beta = 0,912 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{168,25 \times 10^3}{0,912 \times 27 \times 348} = 19,63 \text{ cm}^2$$

**Soit :** 10HA16 = 20.11 cm<sup>2</sup> / ml

**Avec :** S<sub>t</sub> = 10 cm < min (3h, 33 cm).

#### VI.1.5) Ferrailage dans le sens y-y :

➤ *Aux appuis :*

$$M_{app} = (-0,5) \times 75,62 = -37,81 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{37,81 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,036 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,036 \rightarrow \beta = 0,982 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{37,81 \times 10^3}{0,982 \times 27 \times 348} = 4,09 \text{ cm}^2$$

**Soit :** 6HA12 = 6.79 cm<sup>2</sup>/ml.

**Avec :** S<sub>t</sub> = 20 cm < min (4h, 45 cm).

➤ *En travée :*

$$M_t = 0,85 \times 75,62 = 64,28 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{64,28 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,062 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,062 \rightarrow \beta = 0,968 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{64,28 \times 10^3}{0,964 \times 27 \times 348} = 7,06 \text{ cm}^2$$

**Soit :** 7HA12 = 7.92 cm<sup>2</sup>/ml.

**Avec :** S<sub>t</sub> = 15 cm < min (4h, 45 cm).

#### VI.2) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \omega_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad \text{Avec : } \omega_0 = 0,0008 \text{ pour HA Fe E400}$$

**Sens xx :**

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3-0.66}{2} = 2.808 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Sens yy :**

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Aux appuis**  $\begin{cases} A_{ua}^x = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.808 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \\ A_{ua}^y = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \end{cases}$  **Condition vérifiée**

**En travée :**  $\begin{cases} A_{ut}^x = 20.11 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.808 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \\ A_{ut}^y = 7.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \end{cases}$  **Condition vérifiée**

**VI.3) Calcul a LELS :**

$$q_s = 249.37 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,66 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0789 \\ \mu_y = 0.541 \end{cases}$$

**Calcul des moments  $M_u, M_y$ .**

$$M_{0x} = \mu_u \times q_s \times L_x^2 = 0.0789 \times 249.37 \times (3.3)^2 = 214.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_u = 0.541 \times 214.26 = 115.91 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments  $M_a, M_t$  dans les sens.

**Sens xx :**

$$M_{\text{app}} = -0,5M_x = -0,5 \times 214.26 = -107.13 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_x = 0,85 \times 214.26 = 182.121 \text{ KN.m}$$

**Sens yy :**

$$M_{\text{app}} = -0,5M_y = -0,5 \times 115.91 = -57.955 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_y = 0,85 \times 115.91 = 98.52 \text{ KN.m}$$

**VI.4) Vérification des contraintes dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

| Sens | Zone   | Mu     | Ms      | $\gamma$ | $\mu$ | $\alpha$ | Rapport | Obs.     |
|------|--------|--------|---------|----------|-------|----------|---------|----------|
| X- X | Appuis | 98.975 | 107.13  | 0.924    | 0.095 | 0.126    | 0.212   | Vérifiée |
|      | Travée | 168.25 | 182.121 | 0.924    | 0.162 | 0.207    | 0.212   | Vérifiée |
| Y- Y | Appuis | 37.81  | 57.955  | 0.638    | 0.036 | 0.046    | 0.069   | Vérifiée |
|      | Travée | 64.28  | 98.52   | 0.652    | 0.062 | 0.0747   | 0.076   | Vérifiée |

### e) Ferrailage du débord :

Le débord peut constituer une zone d'ancrage pour les armatures longitudinales des Panneaux et des nervures, donc son ferrailage sera le prolongement de ces armatures au-delà des extrémités de la structure.

### f) Ferrailage des nervures :

#### f.1) Sollicitations de calcul :

- A L'ELU :  $q_u = 247.99 \text{ kN/m}^2$ .
- A L'ELS :  $q_s = 249.37 \text{ kN/m}^2$ .

#### Remarques

- ✓ Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.
- ✓ Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les **Q** deux sens.
- ✓ Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (**Lm**) et le même effort tranchant (**Lt**) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

#### ➤ Cas de chargement trapézoïdal :

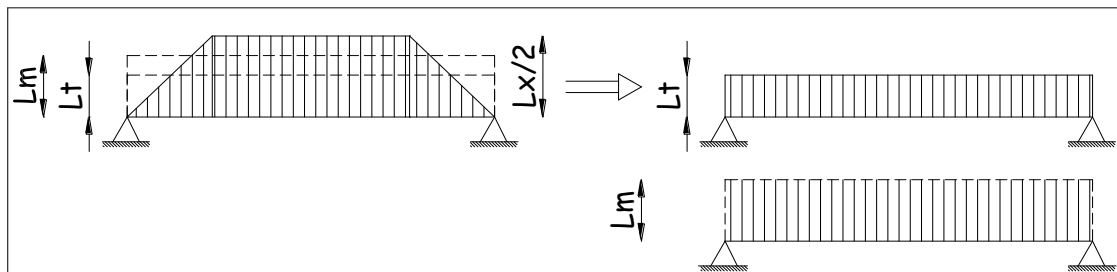


Fig IX.6) : Présentation des chargements simplifiés.

$$\text{Effort tranchant : } Lt = L_x \left( 0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right) \dots\dots(1)$$

$$\text{Moment fléchissant : } Lm = L_x \left( 0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) \dots\dots(2)$$

➤ Cas de chargement triangulaire :

$$L_x = L_y \Rightarrow \rho_x = 1$$

Effort tranchant : (1)  $\Rightarrow Lt = 0,25 \times L_x$

Moment fléchissant : (2)  $\Rightarrow Lm = 0,33 \times L_x$

*f-2) Calcul des charges :*

➤ Sens transversale :

Les valeurs des charges revenant sur la nervure sont données dans les tableaux suivants : le portique (3-3)

Tableau 4 : Valeurs de calcul des charges des panneaux de gauche.

| Travée | $L_x$<br>[m] | $L_y$<br>[m] | $\rho_x$ | $q_u$<br>[kN/m <sup>2</sup> ] | $Lm_g$<br>[m] | $Lt_g$<br>[m] | $Pm_g$<br>[kN/m] | $Pt_g$<br>[kN/m] |
|--------|--------------|--------------|----------|-------------------------------|---------------|---------------|------------------|------------------|
| A-B    | 3.30         | 3.60         | 0.917    | 247.99                        | 1.19          | 0.893         | 295.12           | 221.45           |
| B-C    | 3.28         | 3.30         | 0.994    | 247.99                        | 1.10          | 0.825         | 272.79           | 204.59           |
| C-D    | 3.30         | 5.00         | 0.660    | 247.99                        | 1.41          | 1.105         | 349.66           | 274.03           |
| D-E    | 3.30         | 3.45         | 0.956    | 247.99                        | 1.15          | 0.861         | 285.19           | 213.52           |
| E-F    | 3.30         | 5.00         | 0.660    | 247.99                        | 1.41          | 1.105         | 349.66           | 274.03           |
| F-G    | 3.28         | 3.30         | 0.994    | 247.99                        | 1.10          | 0.825         | 272.79           | 204.59           |
| G-H    | 3.30         | 3.60         | 0.917    | 247.99                        | 1.19          | 0.893         | 295.12           | 221.45           |

Tableau 5 : Valeurs de calcul des charges des panneaux de droite.

| Travée | $L_x$<br>[m] | $L_y$<br>[m] | $\rho_x$ | $q_u$<br>[kN/m <sup>2</sup> ] | $Lm_d$<br>[m] | $Lt_d$<br>[m] | $Pm_d$<br>[kN/m] | $Pt_d$<br>[kN/m] |
|--------|--------------|--------------|----------|-------------------------------|---------------|---------------|------------------|------------------|
| A-B    | 0.00         | 3.60         | 0.000    | 247.99                        | 0.00          | 0.00          | 0.00             | 0.00             |
| B-C    | 3.28         | 3.30         | 0.994    | 247.99                        | 1.10          | 0.825         | 272.79           | 204.59           |
| C-D    | 3.30         | 5.00         | 0.660    | 247.99                        | 1.41          | 1.105         | 349.66           | 274.03           |
| D-E    | 3.30         | 3.45         | 0.956    | 247.99                        | 1.15          | 0.861         | 285.19           | 213.52           |
| E-F    | 3.30         | 5.00         | 0.660    | 247.99                        | 1.41          | 1.105         | 349.66           | 274.03           |
| F-G    | 3.28         | 3.30         | 0.994    | 247.99                        | 1.10          | 0.825         | 272.79           | 204.59           |
| G-H    | 0.00         | 3.60         | 0.000    | 247.99                        | 0.00          | 0.893         | 0.00             | 0.00             |

Tableau 6 : Valeurs de calcul des charges totales agissant sur la nervure.

| Travée | $Pm_g$<br>[kN/m] | $Pt_g$<br>[kN/m] | $Pm_d$<br>[kN/m] | $Pt_d$<br>[kN/m] | $\sum Pm$<br>[kN/m] | $\sum Pt$<br>[kN/m] |
|--------|------------------|------------------|------------------|------------------|---------------------|---------------------|
| A-B    | 295.12           | 221.45           | 0.00             | 0.00             | 295.12              | 221.45              |
| B-C    | 272.79           | 204.59           | 272.79           | 204.59           | 545.58              | 409.18              |
| C-D    | 349.66           | 274.03           | 349.66           | 274.03           | 699.32              | 548.06              |
| D-E    | 285.19           | 213.52           | 285.19           | 213.52           | 570.38              | 427.04              |
| E-F    | 349.66           | 274.03           | 349.66           | 274.03           | 699.32              | 548.06              |
| F-G    | 272.79           | 204.59           | 272.79           | 204.59           | 545.58              | 409.18              |
| G-H    | 295.12           | 221.45           | 0.00             | 0.00             | 295.12              | 221.45              |

➤ **Sens longitudinale :**

Les valeurs des charges revenant sur la nervure sont données dans les tableaux suivants : **le portique (D-D).**

**Tableau 7 : Valeurs de calcul des charges des panneaux de gauche**

| Travée | $L_x$<br>[m] | $L_y$<br>[m] | $\rho_x$ | $q_u$<br>[kN/m <sup>2</sup> ] | $Lmg$<br>[m] | $Ltg$<br>[m] | $Pmg$<br>[kN/m] | $Ptg$<br>[kN/m] |
|--------|--------------|--------------|----------|-------------------------------|--------------|--------------|-----------------|-----------------|
| 1-2    | 3.28         | 3.80         | 0.863    | 247.99                        | 1.08         | 1.23         | 267.83          | 305.03          |
| 2-3    | 3.28         | 3.30         | 0.993    | 247.99                        | 1.08         | 1.48         | 267.83          | 367.03          |
| 3-4    | 3.28         | 3.30         | 0.993    | 247.99                        | 1.08         | 1.48         | 267.83          | 367.03          |

**Tableau 8 : Valeurs de calcul des charges des panneaux de droite**

| Travée | $L_x$<br>[m] | $L_y$<br>[m] | $\rho_x$ | $q_u$<br>[kN/m <sup>2</sup> ] | $Lmd$<br>[m] | $Ltd$<br>[m] | $Pmd$<br>[kN/m] | $Ptd$<br>[kN/m] |
|--------|--------------|--------------|----------|-------------------------------|--------------|--------------|-----------------|-----------------|
| 1-2    | 3.20         | 3.80         | 0.842    | 247.99                        | 1.06         | 1.22         | 262.87          | 302.55          |
| 2-3    | 3.20         | 3.30         | 0.970    | 247.99                        | 1.06         | 1.10         | 262.87          | 272.79          |
| 3-4    | 3.20         | 3.30         | 0.970    | 247.99                        | 1.06         | 1.10         | 262.87          | 272.79          |

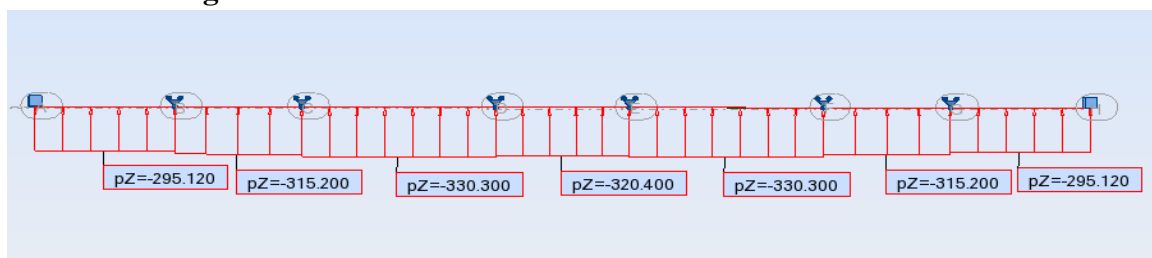
**Tableau 9 : Valeurs de calcul des charges totales agissant sur la nervure.**

| Travée | $Pmg$<br>[kN/m] | $Ptg$<br>[kN/m] | $Pmd$<br>[kN/m] | $Ptd$<br>[kN/m] | $\sum Pm$<br>[kN/m] | $\sum Pt$<br>[kN/m] |
|--------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|---------------------|---------------------|
| 1-2    | 267.83          | 267.83          | 262.87          | 302.55          | 530.70              | 570.38              |
| 2-3    | 267.83          | 267.83          | 262.87          | 272.79          | 530.70              | 540.62              |
| 3-4    | 267.83          | 267.83          | 262.87          | 272.79          | 530.70              | 540.62              |

*f-3) Détermination des moments fléchissant :*

Pour le calcul des moments fléchissant, on utilise le logiciel **ROBOT BAT**.

➤ **Sens longitudinal :**



**Fig IX.7) : Schémas statique de calcul des moments fléchissant (sens transversal)**

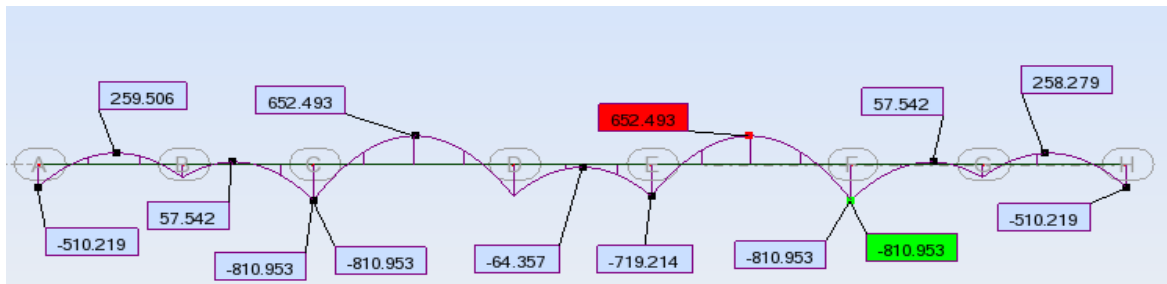


Fig IX.8): Diagramme des moments fléchissant sur la nervure (sens transversal)

➤ Sens transversal :

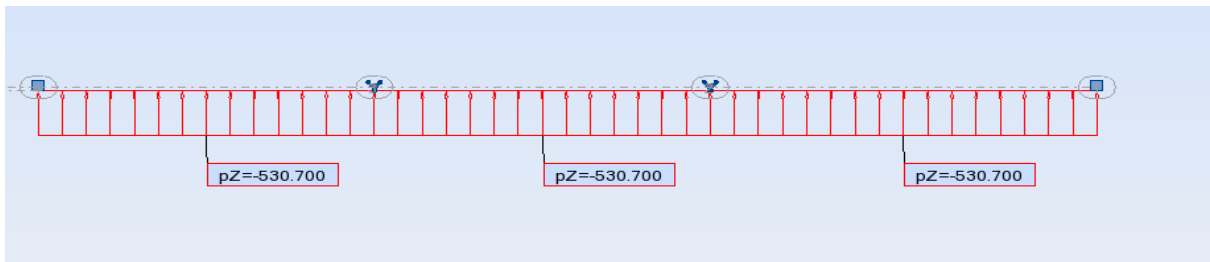


Fig IX.9) : Schémas statique de calcul des moments fléchissant (sens longitudinal)

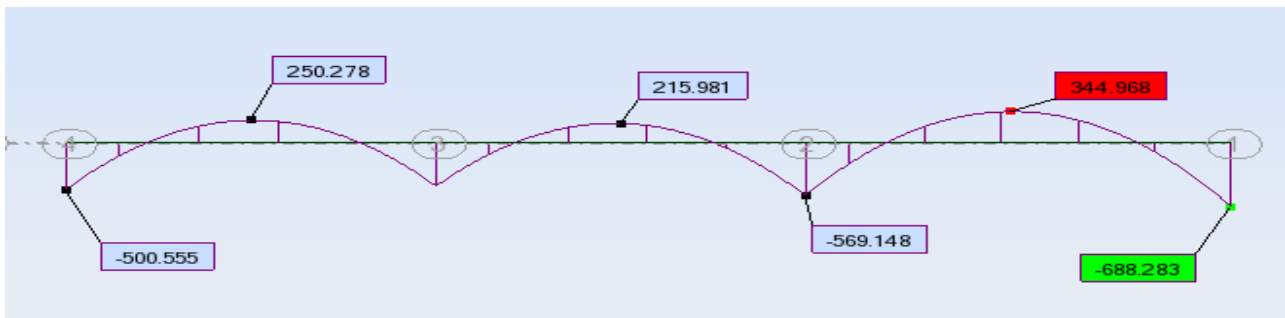


Fig IX.10) : Diagramme des moments fléchissant sur la nervure (sens longitudinal)

f.4) Détermination des sections d'armatures des nervures :

Les calculs se feront avec les moments max, soit en travée ou en appuis.

➤ Armatures longitudinales :

✓ Sens transversal :

$$M_{a \max} = 688.283 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 344.968 \text{ KN.m}$$

$$b = 45 \text{ cm}, d = 72 \text{ cm}$$

Tableau 10 : Ferrailage de la nervure transversal

|              | $M_u$<br>(KN.m) | $\mu$ | $\mu_l$ | obs   | $\beta$ | A (cm <sup>2</sup> ) | A adoptée (cm <sup>2</sup> ) |
|--------------|-----------------|-------|---------|-------|---------|----------------------|------------------------------|
| Appuis (1)   | 688.283         | 0,207 | 0,392   | S.S.A | 0.882   | 31.15                | 4HA25+4HA20<br>=32.21        |
| Travée (1-2) | 344.968         | 0.104 | 0,392   | S.S.A | 0.945   | 14.57                | 4HA25 = 19.64                |

✓ Sens longitudinal :

$$M_{a \max} = 810.953 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 652.493 \text{ KN.m}$$

$$b = 45 \text{ cm}, d = 72 \text{ cm}$$

Tableau 11 : Ferrailage de la nervure longitudinale :

|              | $M_u$<br>(KN.m) | $\mu$ | $\mu_l$ | obs   | $\beta$ | A (cm <sup>2</sup> ) | A adoptée (cm <sup>2</sup> ) |
|--------------|-----------------|-------|---------|-------|---------|----------------------|------------------------------|
| Appuis (3)   | 810.953         | 0.245 | 0,392   | S.S.A | 0,856   | 37.80                | 4HA25+4HA25<br>=39.28        |
| Travée (3-4) | 652.493         | 0.197 | 0,392   | S.S.A | 0,889   | 29.29                | 4HA25+4HA20 =<br>32.21       |

### f.5) Vérifications à l'ELU :

➤ Condition de non fragilité

Sens transversal :

$$A_{\min} \geq 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \quad A_{\min} \geq 0,23 * 45 * 72 * \frac{2,1}{400} = 3.91 \text{ cm}^2$$

✓ En travée

$$A_u = 19.64 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.91 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{C.V}$$

✓ Aux appuis :

$$A_u = 32.21 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.91 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{C.V}$$

Sens longitudinal :

$$A_{\min} \geq 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \quad A_{\min} \geq 0,23 * 45 * 72 * \frac{2,1}{400} = 3.91 \text{ cm}^2$$

✓ En travée

$$A_u = 32.21 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.91 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{C.V}$$

✓ Aux appuis :

$$A_u = 39.28 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.91 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{C.V}$$

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement [BAEL 91 Art. A . 5. 1. 221] :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

Détermination des efforts tranchants :

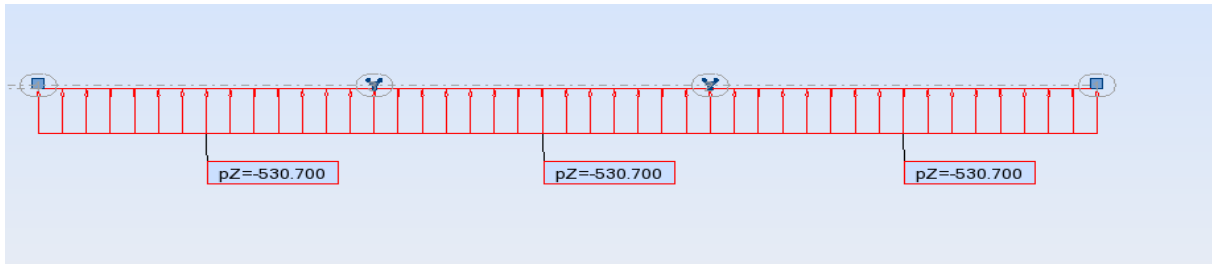


Fig IX.11) : Schémas statique de calcul des efforts tranchants (sens transversal)

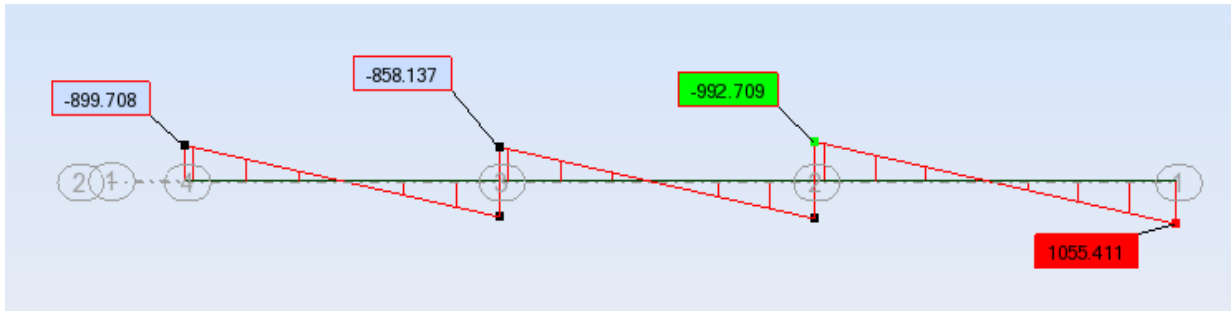


Fig IX.12) : Diagramme des efforts tranchants sur la nervure (sens transversal)

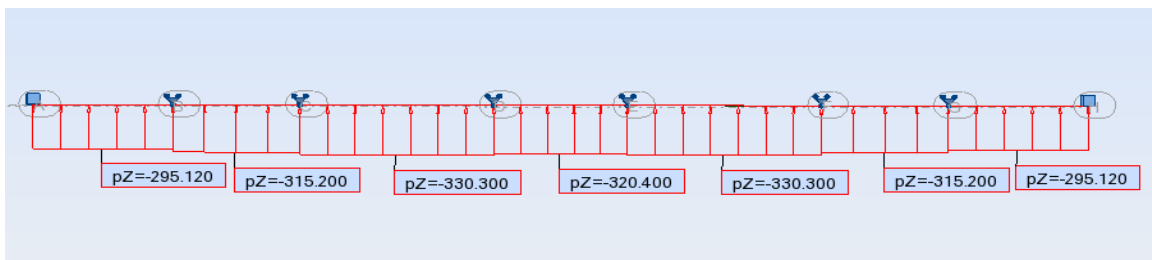


Fig IX.13) : Schémas statique de calcul des efforts tranchants (sens longitudinal)

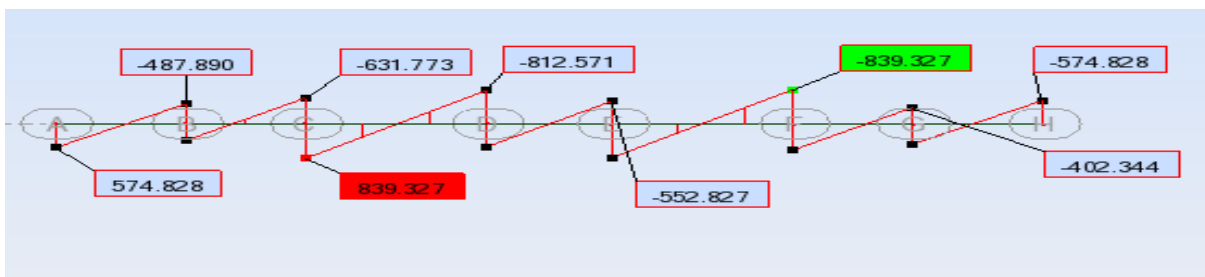


Fig IX.14) : Diagramme des efforts tranchants sur la nervure (sens longitudinal )

Sens transversal:  $\tau_u = \frac{839.327 \times 10^3}{450 \times 800} = 2.33 \text{ MPa}$

Sens longitudinal:  $\tau_u = \frac{992.709 \times 10^3}{450 \times 800} = 2.41 \text{ MPa}$

$\bar{\tau}_u = \min(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

La condition est vérifiée

➤ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis**

[ (Art : A. 5 .1 .3) /BAEL 91 modifiées 99 ]:

✓ **Sur le béton :**

$$V_u < \bar{V}_u; \quad \bar{V}_u = 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b_0$$

$$\text{Sens transversal : } \bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 720 \times 450 = 1944000N$$

$$V_u = 1055.411 \text{ KN} < \bar{V}_u = 1944 \text{ KN}$$

$$\text{Sens longitudinal : } \bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 720 \times 450 = 1944000N$$

$$V_u = 839.327 \text{ KN} < \bar{V}_u = 1944 \text{ KN}$$

➤ **Sur l'acier :**

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H) \quad ; \text{ avec } \quad H = \frac{M_{a \max}}{0,9 \cdot d}$$

$$\text{Sens transversal : } \quad A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{400} \left( 1055.411 \times 10^3 + \frac{-688.283 \times 10^6}{0,9 \times 720} \right)$$

$$A_{\text{appuis}} = 32.21 \text{ cm}^2 \geq 19.42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens longitudinal : } A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{400} \left( 839.327 \times 10^3 + \frac{-810.953 \times 10^6}{0,9 \times 720} \right)$$

$$A_{\text{appuis}} = 39.28 \text{ cm}^2 \geq -1184.9 \text{ cm}^2$$

Les armatures calculées sont suffisantes

➤ **Armatures transversal :**

✓ **Diamètre des aciers transversaux [Art .A.7.2, 2]:**

Il faut vérifier que :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} \quad \phi_t \leq \min \left\{ 2.5; \frac{72}{35}; \frac{45}{10} \right\} = 2.05$$

✓ Le pourcentage minimal d'armatures transversales [Art. A.5.1, 22] :

**Selon le BAEL 91**

Il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t < \min\{0,9d; 40\text{cm}\} \\ \frac{A_t * f_e}{b_0 * S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$S_t \leq \min \{ 64.8 \text{ cm}; 40 \text{ cm} \} \quad \text{soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{V_u}{0,9 * d * \sigma_s} \Rightarrow A_t = \frac{S_t * V_u}{0,9 * d * \sigma_s} = \frac{200 * 1055.411 * 10^3}{0,9 * 720 * 348} = 9.36 \text{ cm}^2$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{25}{3} = 8.33 \text{ mm} \quad \text{On prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$\frac{A_t x f_e}{b_0 x S_t} = \frac{936 x 400}{450 x 200} = 4.16 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Selon le RPA 99 :**

Espace des armatures :

**En Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right\} = \min \{ 18.75 \text{ cm} ; 30 \text{ cm} \} \text{ On prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

**En Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 37.5 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

**La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :**

$$A_t = 0,003 x S_t x b$$

$$A_t = 0,003 x 10 x 45 = 1,35 \text{ cm}^2$$

**soit :**  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01$  ; **pour** (2cadre)**➤ Armatures de peau : [BAEL91, Art 4.5.34] :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section étant moins égale à  $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$  de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en dehors des zones.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de **75 cm**, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

**Soit :** **2HA12 / par paroi****f-6) Vérification des contraintes dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

**➤ Sens transversal :****✓ Aux appuis :**

$$M_s = 694.668$$

$$M_u = 688.830 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{688.830}{694.668} = 0.99 \quad \text{et } \mu = 0,207 \rightarrow \alpha = 0,2406$$

$$\alpha = 0,2406 < \frac{0,99 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,245$$

**✓ En travée :**

$$M_s = 348.168 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 344.968 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{344.968}{348.168} = 0.99 \quad \text{et} \quad \mu = 0.104 \rightarrow \alpha = 0.1376$$

$$\alpha = 0.1376 < \frac{0.99-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.245$$

➤ **Sens longitudinal :**

✓ **Aux appuis :**

$$M_s = 599.710 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 810.953 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{810.953}{599.710} = 1.35 \quad \text{et} \quad \mu = 0.245 \rightarrow \alpha = 0.3591$$

$$\alpha = 0.3591 < \frac{1.35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.425$$

✓ **En travée :**

$$M_s = 482.534 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 652.493 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{652.493}{482.53} = 1.35 \quad \text{et} \quad \mu = 0.197 \rightarrow \alpha = 0.2785$$

$$\alpha = 0.2785 < \frac{1.35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.425$$

**La condition est vérifiée**, donc il n'y a pas lieu de vérifier les contraintes dans le béton.

### III ) Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder .
- La nature du terrain et sa résistance .
- Profondeur du bon sol .
- Le tassement du sol.

#### III.1) Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal «  $N_{ser}$  » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du **S-sol** et du **RDC**.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carré}).$$

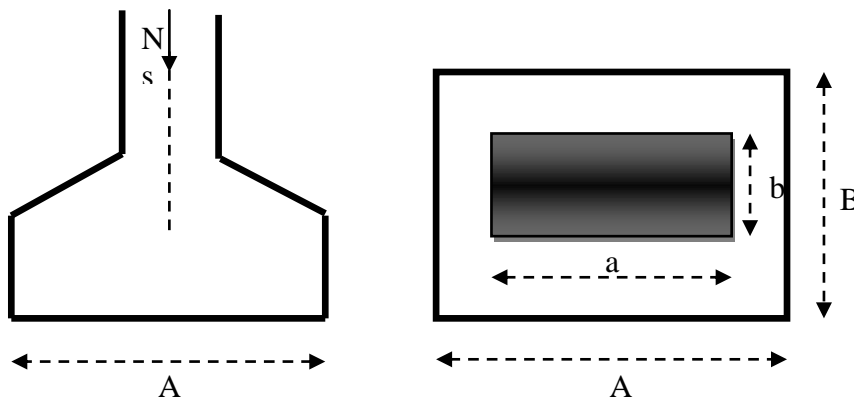
**Exemple :**

Pour le s-sol :  $N_{ser} = 1482.395 \text{ KN}$  ,  $\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow B^2 = 7.42 \text{ m}^2$

$$\frac{\sum S_t}{Str} = \frac{7.42 \times 16}{175.15} = 0.68$$

La surface des semelles isolée représente **68 %**

**Remarque :** Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.



**III.2) Semelles filantes :****III.2.1) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

$\sigma_{sol}$  : Capacité portante du sol ( $\bar{\sigma}_{sol} = 200\text{KN/m}^2 = 0.2 \text{ MPa}$ )

**B** : Largeur de la semelle .

**G** et **Q** : charge et surcharge à la base du voile .

**L** : longueur de la semelle sous voile .

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

**Tableau 1 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversale) :**

| Voile           | $N_{ser}$ | L (m) | B (m) | S = B x L<br>(m <sup>2</sup> ) |
|-----------------|-----------|-------|-------|--------------------------------|
| V <sub>T3</sub> | 1571.04   | 4.00  | 1.96  | 7.84                           |
| V <sub>T3</sub> | 1571.04   | 4.00  | 1.96  | 7.84                           |
| V <sub>T4</sub> | 976.71    | 2.225 | 2.19  | 4.87                           |
| V <sub>T4</sub> | 976.71    | 2.225 | 2.19  | 4.87                           |
|                 |           |       |       | 25.42                          |

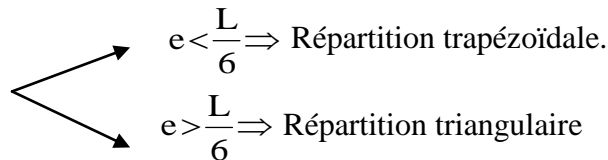
La surface des semelles filantes sous les voiles est :  $St = 25.42+27.19= 52.61 \text{ m}^2$ .

**III.2.2) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :****d) Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

**e) Etape de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges  $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :



$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \qquad q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

c) Application ( sur une partie de la structure pour raison de symétrie )

Portique 3-3 :

| Poteaux | N=G+Q (KN) | e <sub>i</sub> (m) | N × e <sub>i</sub> | M(KN.m) |
|---------|------------|--------------------|--------------------|---------|
| 1       | 1482.39    | 0.95               | 1408.27            | -2.01   |
| 2       | 702.77     | 4.95               | 3478.71            | 0.803   |
|         |            |                    | 4886.98            | -1.207  |

On a : portique (3-3) :

$$e = -2.23 < \frac{L}{6} = \frac{8.45}{6} = 1.40 = m$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{2185,16}{4,00} \times \left(1 + \frac{3 \times (-2,23)}{4,00}\right) = 367.38 \text{ kN/m}$$

e) Détermination de la largeur de la semelle :

portique (3-3) :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{367,38}{200} = 1,78 \text{ m on prend } B = 1.80 \text{ m}$$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = S \times n$

$$S = [(1.8 \times 4.45) + (1.8 \times 4) + (1.8 \times 8.45)] \times 2 = 60.82 \text{ m}^2$$

Donc on aura :  $S_t = S_p + S_v$

$$S_t = 60.82 + 52.61 = 113.43 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure :  $S_{st} = 175.15 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{113.43}{175.15} = 0.65$$

$$S_t > 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente **65 %**

➤ **Conclusion :**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

**IV.1) Pré dimensionnement du radier :**

**IV.1.1) Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum **25 cm** ( $h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$ )

**IV.1.2) Selon la condition forfaitaire :**

c) **Sous voiles :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 0.55 \leq h \leq 0.90$$

**h** : épaisseur du radier

**L<sub>max</sub>** : distance entre deux voiles successifs ;

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de **h = 85 cm**.

d) **Sous poteaux :**

➤ **Dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20},$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{445}{20} = 22.5 \text{ cm}$$

**Soit :**  $h_d = 30 \text{ cm}$

➤ **Nervure :**

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{445}{10} = 44.5 \text{ cm}$$

**Soit :**  $h_n = 90 \text{ cm}$

**IV.1.3) Condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

**Avec :**

$L_e$  : Longueur élastique ;

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K= 40 \text{ MPa}$  pour un sol moyen ;

$I$  : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$

$L_{\max}$  : distance entre deux voiles successifs

$$D'où : \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.45\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.89 \text{ m}$$

➤ **Conclusion :**

On optera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$$\begin{cases} h_{\text{ner}} = 90 \text{ cm} \\ h_{\text{dalle}} = 30 \text{ cm} \\ b_{\text{ner}} = 45 \text{ cm} \end{cases}$$

**IV-2- Détermination des efforts :**

On prend comme surface du radier celle du bâtiment.

**Remarque :**

Le **BAEL**, nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suite :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{90}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 45 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de  $L_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$

D'après le calcul, la surface du débord :

$$S_{\text{débord}} = \text{périmètre} \times L_{\text{déb}}$$

$$Donc : \text{ la surface totale du radier : } S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 175.15 + 0.5 \times 44.61 = 197.45 \text{ m}^2$$

**IV.2.1) Charge permanente :**

Poids rad = (Pds de la dalle) + (Pds de la nervure) + (Pds de la dalle flottante) + (Pds T.V.O)

$$\text{Poids du radier : } [197.45 \times 25 \times 0,30] + [(0,90-0,30) \times 25 \times 26,95] = 1885.12 \text{ KN}$$

$$\text{Poids du remblai en TVO : } [(0,90-0,40) \times (175,15- 26,95) \times 17] = 1259.70 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de la dalle flottante : } (175,15-26,95) \times 0,1 \times 25 = 370.5 \text{ KN}$$

$$G_{\text{tot}} = 3515.32 \text{ KN.}$$

**IV.2.2) Combinaisons d'actions :**

$$G_{\text{bat}} = 31561.20 \text{ KN ( résultat de ROBOT 2010)}$$

$$Q_{\text{bat}} = 8854,684 \text{ KN}$$

$$Q_{rad}=5 \times 197,45=987,85 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q=Q_{bat}+Q_{rad}=9842,53 \text{ KN} \\ G=G_{bat}+G_{rad}=31561,20+3515,23=35076,43 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\underline{L'ELU}: N_u=1,35 \cdot G+1,5 \cdot Q=62116,97 \text{ KN}$$

$$\underline{L'ELS}: N_s=G+Q=44918,95 \text{ KN}$$

### IV.2.3) Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\underline{L'ELU}: S_{nrad}1 \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{62116,97}{1,33 \times 200} = 233,52 \text{ m}^2$$

$$\underline{L'ELS}: S_{nrad}2 \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{44918,95}{200} = 168,86 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où } S_{nrad} = \max(S_{nrad}1; S_{nrad}2) = 168,86 \text{ m}^2$$

$$S_{rad}=197,45 > S_{nrad}=168,86 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

### V) Vérification :

#### V.1) Vérification à la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 1 \text{ m}; d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,30 = 0,270 \text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{67769,45 \times 1}{278,35} \times \frac{3,80}{2} = 462,60 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{462,60}{1 \times 0,27} \times 10^{-3} = 1,71 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

#### V.2) Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (**N**) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (**M**) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

**Avec :**

$M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base de la structure ;

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

$$L'ELU : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2\sigma_{SOL}$$

$$L'ELS : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

**Avec :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

**c) Calcul du centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 13.86m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 3.5m$$

**Avec :**

$S_i$  : Aire du panneau considéré

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

**d) Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = 1393.24m^4$$

$$I_{yy} = 14982.52m^4$$

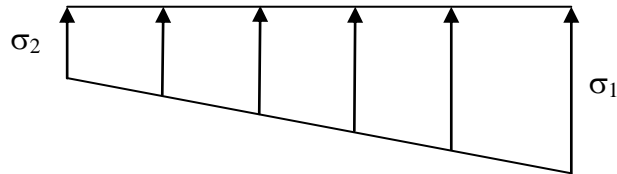
**Calcul des moments :**

$$M_{xx} = 19508.522 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = 25463.585 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens transversal :**

$$M_{xx} = 19508.522 \text{ KN.m}$$



**Figure. Diagramme des contraintes**

**ELU :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G \\ \sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 332.64 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \sigma_2 = 296.55 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_m = 323.62 \text{ KN} / \text{m}^2 < 2\sigma_{SOL} = 400 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**ELS :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G \\ \sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 245.54 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \sigma_2 = 209.45 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_m = 236.52 \text{ KN} / \text{m}^2 < 2\sigma_{SOL} = 400 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sens longitudinal:**

$$M_{yy} = 25463.585 \text{ KN.m}$$

**ELU :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot y_G$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot y_G \\ \sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot y_G \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 378.56 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \sigma_2 = 250.63 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_m = 346.58 \text{ KN} / \text{m}^2 < 2\sigma_{SOL} = 400 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**ELS :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{My}{I_{xx}} \cdot y_G$$

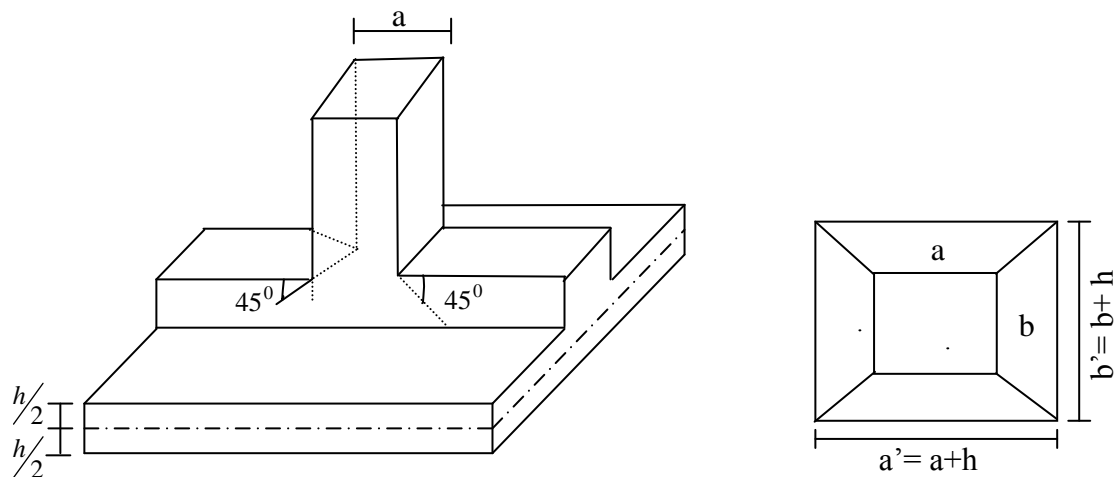
$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{My}{I_{xx}} \cdot y_G \\ \sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{My}{I_{xx}} \cdot y_G \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 291.46 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = 163.52 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\triangleright \sigma_m = 259.66 \text{ KN/m}^2 < 2\sigma_{SOL} = 400 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**V.3) Vérification au poinçonnement :**

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq (0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28})$$

**Avec :** $N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau $\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier. $a$  : Epaisseur du voile ou du poteau. $b$  : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).**Calcul du périmètre utile  $\mu_c$  :**• **Poteaux :**

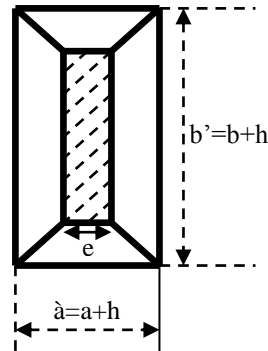
$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \cdot (0,45 + 0,45 + 2 \times 0,90) = 5.40 \text{ m}$$

$$N_u = 904.67 \leq (0,045 \times 5.4 \times 0.3 \times 25000) = 1822.5 \text{ KN (condition vérifiée)}$$

- **Voile :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \cdot (0,2 + 4,00 + 2 \times 0,90) = 12,00 \text{ m}$$

$$N_u = 637,85 < 0,07 \times 12,00 \times 0,90 \times 25000 = 18900,00 \text{ KN (condition vérifiée)}$$



## VI) Ferrailage du radier :

### VI.1) Ferrailage de la dalle :

Le radier se ferraille comme une dalle pleine renversé s'appuyant sur les nervures qui sont à sa partie supérieure et soumis à la réaction du sol.

On distingue deux cas :

#### c) 1<sup>er</sup> Cas :

Si  $\rho < 0,4$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{Et} \quad M_{oy} = 0$$

#### d) 2<sup>eme</sup> Cas :

Si  $0,4 \leq \rho \leq 1$  ; les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients  $\mu_x$ ,  $\mu_y$  sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} (L_x < L_y)$$

**Remarque :**

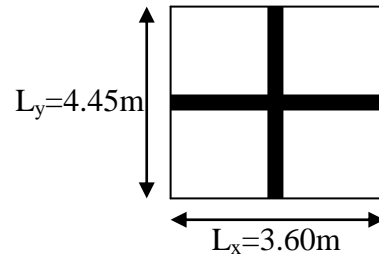
Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

**VI.1.1) Identification du panneau :**

$$L_x = 3.60 \text{ m} ; L_y = 4.45 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.60}{4.45} = 0,80$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens



Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_M^{\max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

**L'E.L.U :**

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 346.58 - \frac{3515.23}{197.45} = 328.78 \text{ kN/m}^2$$

**L'E.L.S :**

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 259.66 - \frac{3515.23}{197.45} = 241.85 \text{ kN/m}^2$$

**VI.1.2) Calcul à l'ELU :**

$$q_u = 328.78 \text{ KN/m}$$

**VI.1.3) Calcul des moments  $M_{ox}$  et  $M_{oy}$  :**

$$M_{0x} = u_x \times q_x l_x^2 = 0,0565 \times 328.78 \times (3.6^2) = 240.75 \text{ KN}$$

$$M_{0y} = u_y \times M_{0x} = 0.595 \times 240.75 = 143.25 \text{ KN}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront minorisés en leurs affectant un coefficient de **(-0,5)** aux appuis et **(0,85)** en travée

**VI.1.4) Ferrailage dans le sens xx :****➤ Aux appuis :**

$$M_{app} = -0,5M_x = -0,50 \times 240.75 = -120.38 \text{ KN}$$

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{120.38 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0.116 < u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$u_u = 0.116 \rightarrow \beta = 0,938 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{120.38 \times 10^3}{0,938 \times 27 \times 348} = 13.65 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5HA20 = 15.71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Avec : } S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$$

➤ *En travée :*

$$M_t = 0,85 \times 240.75 = 204.64 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{204.64 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,197 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,197 \rightarrow \beta = 0.889 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{204.64 \times 10^3}{0,889 \times 27 \times 348} = 24.45 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 8HA20 = 25.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}).$$

#### VI.1.5 ) Ferrailage dans le sens yy :

➤ *Aux appuis :*

$$M_{app} = (-0,5) \times 143.25 = -71.63 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{71.63 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,069 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,036 \rightarrow \beta = 0,964 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{71.63 \times 10^3}{0,964 \times 27 \times 348} = 7.90 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6HA14 = 9.24 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$\text{Avec : } S_t = 20 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm}).$$

➤ **En travée :**

$$M_t = 0,85 \times 75,62 = 64,28 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{121,76 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,117 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,062 \rightarrow \beta = 0,937 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{121,76 \times 10^3}{0,937 \times 27 \times 348} = 13,82 \text{ cm}^2$$

Soit : 9HA14 = 13,85 cm<sup>2</sup>/ml.

Avec : S<sub>t</sub> = 12 cm < min (4h, 45 cm).

**VI.2) Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \omega_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad \text{Avec : } \omega_0 = 0,0008 \text{ pour HA Fe E400}$$

**Sens xx :**

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0,8}{2} = 2,64 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Sens yy :**

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Aux appuis :**

$$\begin{cases} A_{ua}^x = 15,71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,64 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \\ A_{ua}^y = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \end{cases}$$

**Condition vérifiée**

**En travée :**

$$\begin{cases} A_{ut}^x = 25,13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,64 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \\ A_{ut}^y = 13,85 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \end{cases}$$

**Condition vérifiée**

**VI.3) Calcul a L'ELS :**

$$q_s = 241,85 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,8 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0632 \\ \mu_y = 0,710 \end{cases}$$

*Calcul des moments  $M_u$ ,  $M_y$ .*

$$M_{0x} = \mu_u \times q_s \times L_x^2 = 0.0632 \times 241.85 \times (3.6)^2 = 198.10 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_u = 0.710 \times 198.10 = 140.64 \text{KN.m}$$

Calcul des moments  $M_a$ ,  $M_t$  dans les sens.

*Sens xx :*

$$M_{app} = -0.5M_x = -0.5 \times 198.10 = -99.05 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0.85M_x = 0.85 \times 198.10 = 168.40 \text{KN.m}$$

*Sens yy :*

$$M_{app} = -0.5M_y = -0.5 \times 140.64 = -70.32 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0.85M_y = 0.85 \times 140.64 = 119.55 \text{KN.m}$$

#### *VI.4) Vérification des contraintes dans le béton :*

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

| Sens | Zone   | Mu     | Ms     | $\gamma$ | $\mu$ | $\alpha$ | Rapport | Obs.     |
|------|--------|--------|--------|----------|-------|----------|---------|----------|
| X- X | Appuis | 120.38 | 99.05  | 1.22     | 0.116 | 0.1546   | 0.36    | Vérifiée |
|      | Travée | 204.64 | 168.40 | 1.22     | 0.198 | 0.2785   | 0.36    | Vérifiée |
| Y- Y | Appuis | 71.63  | 70.32  | 1.02     | 0.069 | 0.0907   | 0.26    | Vérifiée |
|      | Travée | 64.28  | 119.55 | 0.54     | 0.062 | 0.0801   | 0.09    | Vérifiée |

#### *e) Ferrailage du débord :*

Le débord peut constituer une zone d'ancrage pour les armatures longitudinales des Panneaux et des nervures, donc son ferrailage sera le prolongement de ces armatures au-delà des extrémités de la structure.

#### *f) Ferrailage des nervures :*

##### *f-1) Sollicitations de calcul :*

- L'ELU :  $q_u = 247.99 \text{ kN/m}^2$ .

- L'ELS :  $q_s = 249.37 \text{ kN/m}^2$ .

##### *Remarque*

- ✓ Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges trapézoïdales.
- ✓ Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.
- ✓ Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment ( $Lm$ ) et le même effort tranchant ( $Lt$ ) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

➤ **Cas de chargement trapézoïdal :**

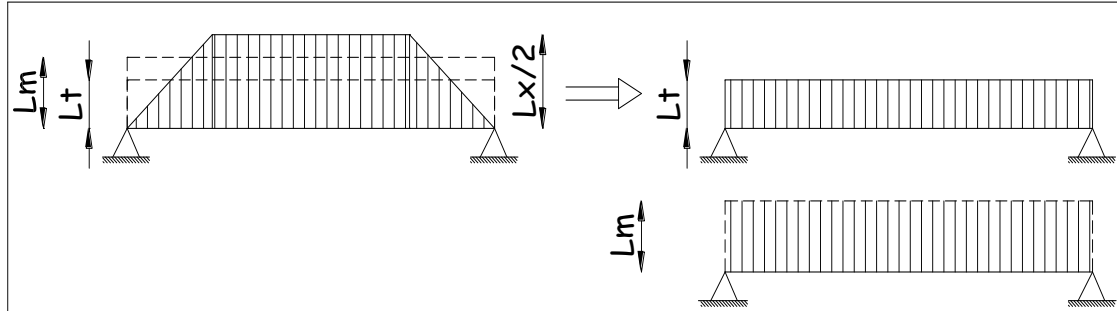


Fig IX.6) : Présentation des chargements simplifiés.

**Effort tranchant :**  $Lt = L_x \left( 0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right) \dots\dots(1)$

**Moment fléchissant :**  $Lm = L_x \left( 0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) \dots\dots(2)$

➤ **Cas de chargement triangulaire :**

$L_x = L_y \Rightarrow \rho_x = 1$

**Effort tranchant :** (1)  $\Rightarrow Lt = 0,25 \times L_x$

**Moment fléchissant :** (2)  $\Rightarrow Lm = 0,33 \times L_x$

*f.2) Calcul des charges :*

➤ **Sens longitudinale :**

Les valeurs des charges revenant sur la nervure sont données dans les tableaux suivants : le portique (3-3)

**Tableau 4 : Valeurs de calcul des charges des panneaux de gauche.**

| Travée | $L_x$<br>[m] | $L_y$<br>[m] | $\rho_x$ | $q_u$<br>[kN/m <sup>2</sup> ] | $Lm_g$<br>[m] | $Lt_g$<br>[m] | $Pm_g$<br>[kN/m] | $Pt_g$<br>[kN/m] |
|--------|--------------|--------------|----------|-------------------------------|---------------|---------------|------------------|------------------|
| A-B    | 3.6          | 0.00         | 0.00     | 328.78                        | 0.00          | 0.00          | 0.00             | 0.00             |
| B-C    | 3.28         | 4.00         | 0.82     | 328.78                        | 1.27          | 0.97          | 417.55           | 318.92           |
| C-D    | 3.2          | 4.00         | 0.80     | 328.78                        | 1.26          | 0.96          | 414.26           | 315.63           |
| D-E    | 1.8          | 4.00         | 0.45     | 328.78                        | 0.84          | 0.70          | 276.17           | 230.15           |
| E-F    | 3.45         | 4.00         | 0.86     | 328.78                        | 1.30          | 0.98          | 427.41           | 322.20           |
| F-G    | 1.8          | 4.00         | 0.45     | 328.78                        | 0.84          | 0.70          | 276.17           | 230.15           |
| G-H    | 3.2          | 4.00         | 0.80     | 328.78                        | 1.26          | 0.96          | 414.26           | 315.63           |
| H-I    | 3.28         | 4.00         | 0.82     | 328.78                        | 1.27          | 0.97          | 417.55           | 318.92           |
| I-J    | 3.6          | 0.00         | 0.00     | 328.78                        | 0.00          | 0.00          | 0.00             | 0.00             |

Tableau 5 : Valeurs de calcul des charges des panneaux de droite.

| Travée | $L_x$<br>[m] | $L_y$<br>[m] | $\rho_x$ | $q_u$<br>[kN/m <sup>2</sup> ] | $Lm_d$<br>[m] | $Lt_d$<br>[m] | $Pm_d$<br>[kN/m] | $Pt_d$<br>[kN/m] |
|--------|--------------|--------------|----------|-------------------------------|---------------|---------------|------------------|------------------|
| A-B    | 3.6          | 4.45         | 0.81     | 328.78                        | 1.40          | 1.07          | 460.29           | 351.80           |
| B-C    | 3.28         | 4.45         | 0.74     | 328.78                        | 1.34          | 1.03          | 440.56           | 338.64           |
| C-D    | 3.2          | 4.45         | 0.72     | 328.78                        | 1.32          | 1.02          | 433.98           | 335.35           |
| D-E    | 1.8          | 4.45         | 0.40     | 328.78                        | 0.85          | 0.72          | 279.46           | 236.72           |
| E-F    | 3.45         | 4.45         | 0.77     | 328.78                        | 1.38          | 1.06          | 453.71           | 348.50           |
| F-G    | 1.8          | 4.45         | 0.40     | 328.78                        | 0.85          | 0.72          | 279.46           | 236.72           |
| G-H    | 3.2          | 4.45         | 0.72     | 328.78                        | 1.32          | 1.02          | 433.98           | 335.35           |
| H-I    | 3.28         | 4.45         | 0.74     | 328.78                        | 1.34          | 1.03          | 440.56           | 338.64           |
| I-J    | 3.6          | 4.45         | 0.81     | 328.78                        | 1.40          | 1.07          | 460.29           | 351.80           |

Tableau 6 : Valeurs de calcul des charges totales agissant sur la nervure.

| Travée | $Pm_g$<br>[kN/m] | $Pt_g$<br>[kN/m] | $Pm_d$<br>[kN/m] | $Pt_d$<br>[kN/m] | $\sum Pm$<br>[kN/m] | $\sum Pt$<br>[kN/m] |
|--------|------------------|------------------|------------------|------------------|---------------------|---------------------|
| A-B    | 0.00             | 0.00             | 460.29           | 351.80           | 460.29              | 351.80              |
| B-C    | 417.55           | 318.92           | 440.56           | 338.64           | 858.11              | 657.56              |
| C-D    | 414.26           | 315.63           | 433.98           | 335.35           | 848.24              | 650.98              |
| D-E    | 276.17           | 230.15           | 279.46           | 236.72           | 555.63              | 466.87              |
| E-F    | 427.41           | 322.20           | 453.71           | 348.50           | 881.12              | 670.70              |
| F-G    | 276.17           | 230.15           | 279.46           | 236.72           | 555.63              | 466.87              |
| G-H    | 414.26           | 315.63           | 433.98           | 335.35           | 848.24              | 650.98              |
| H-I    | 417.55           | 318.92           | 440.56           | 338.64           | 858.11              | 657.56              |
| I-J    | 00.00            | 0.00             | 460.29           | 351.80           | 460.29              | 351.80              |

➤ Sens transversale :

Les valeurs des charges revenant sur la nervure sont données dans les tableaux suivants : le portique (D-D).

Tableau 7 : Valeurs de calcul des charges des panneaux de gauche

| Travée | $L_x$<br>[m] | $L_y$<br>[m] | $\rho_x$ | $q_u$<br>[kN/m <sup>2</sup> ] | $Lmg$<br>[m] | $Ltg$<br>[m] | $Pmg$<br>[kN/m] | $Ptg$<br>[kN/m] |
|--------|--------------|--------------|----------|-------------------------------|--------------|--------------|-----------------|-----------------|
| 4-5    | 3.28         | 4.45         | 0.74     | 328.78                        | 1.34         | 1.03         | 440.56          | 338.64          |
| 5-6    | 3.28         | 4.00         | 0.82     | 328.78                        | 1.27         | 0.97         | 417.55          | 318.92          |

Tableau 8 : Valeurs de calcul des charges des panneaux de droite

| Travée | $L_x$<br>[m] | $L_y$<br>[m] | $\rho_x$ | $q_u$<br>[kN/m <sup>2</sup> ] | $Lmd$<br>[m] | $Ltd$<br>[m] | $Pmd$<br>[kN/m] | $Ptd$<br>[kN/m] |
|--------|--------------|--------------|----------|-------------------------------|--------------|--------------|-----------------|-----------------|
| 4-5    | 3.20         | 4.45         | 0.72     | 328.78                        | 1.32         | 1.02         | 433.98          | 335.55          |
| 5-6    | 3.20         | 4.00         | 0.8      | 328.78                        | 1.26         | 0.96         | 414.26          | 315.63          |

Tableau 9 : Valeurs de calcul des charges totales agissant sur la nervure.

| Travée | $P_{mg}$<br>[kN/m] | $P_{tg}$ [kN/m] | $P_{md}$<br>[kN/m] | $P_{td}$ [kN/m] | $\sum P_m$<br>[kN/m] | $\sum P_t$<br>[kN/m] |
|--------|--------------------|-----------------|--------------------|-----------------|----------------------|----------------------|
| 4-5    | 440.56             | 338.64          | 433.98             | 335.55          | 874.54               | 674.19               |
| 5-6    | 417.55             | 318.92          | 414.26             | 315.63          | 831.81               | 634.55               |

### f.3) Détermination des moments fléchissant :

Pour le calcul des moments fléchissant, on utilise le logiciel **ROBOT BAT**.

#### ➤ Sens longitudinal :

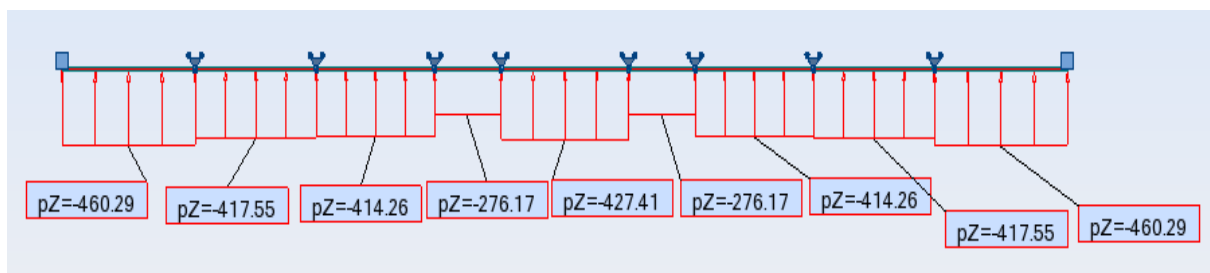


Fig IX.7) : Schémas statique de calcul des moments fléchissant (sens transversal)

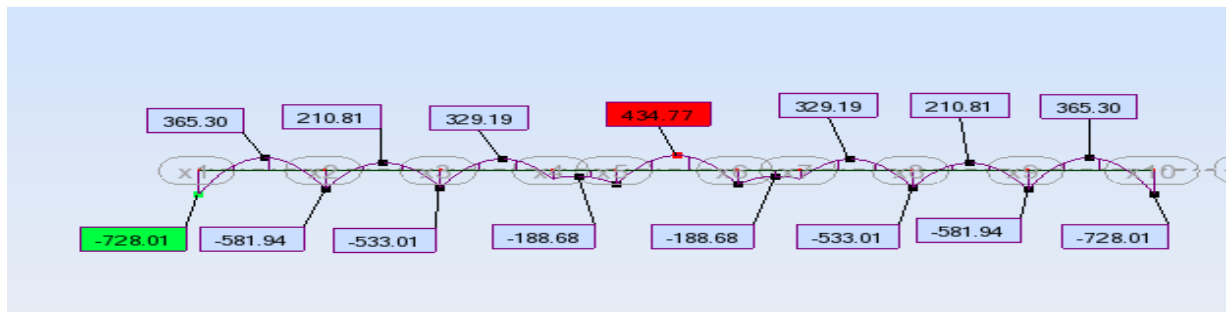


Fig IX.8): Diagramme des moments fléchissant sur la nervure (sens transversal)

#### ➤ Sens transversal :

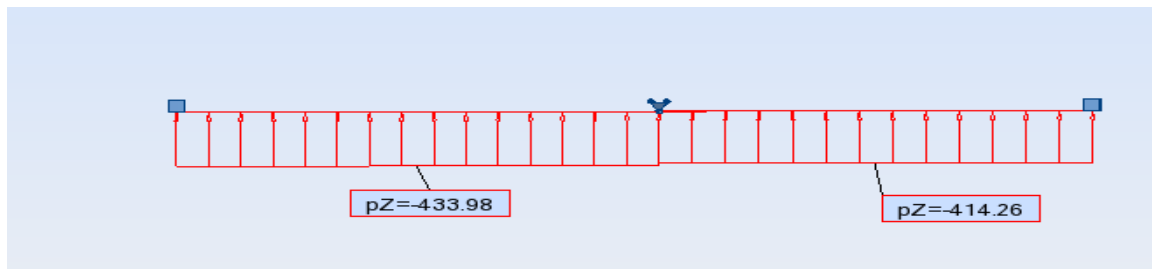


Fig IX.9) : Schémas statique de calcul des moments fléchissant (sens longitudinal)

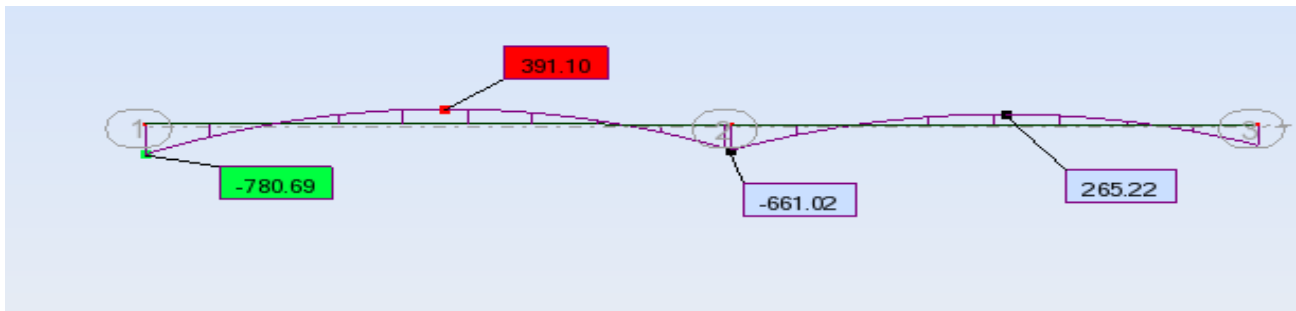


Fig IX.10) : Diagramme des moments fléchissant sur la nervure (sens longitudinal)

*f.4) Détermination des sections d'armatures des nervures :*

Les calculs se feront avec les moments max, soit en travée ou en appuis.

➤ Armatures longitudinales :

✓ Sens transversal :

$$M_{a \max} = 434.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 728.01 \text{ KN.m}$$

$$b = 45 \text{ cm}, d = 87 \text{ cm}$$

Tableau 10 : Ferrailage de la nervure transversal .

|              | $M_u$<br>(KN.m) | $\mu$ | $\mu_l$ | obs   | $\beta$ | A (cm <sup>2</sup> ) | A adoptée (cm <sup>2</sup> ) |
|--------------|-----------------|-------|---------|-------|---------|----------------------|------------------------------|
| Appuis (1)   | 728.01          | 0.15  | 0,392   | S.S.A | 0.918   | 26.20                | 4HA25+4HA20<br>=32.21        |
| Travée (1-2) | 434.77          | 0.09  | 0,392   | S.S.A | 0.953   | 15.07                | 4HA25 = 19.64                |

✓ Sens longitudinal :

$$M_{a \max} = 780.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 391.10 \text{ KN.m}$$

$$b = 45 \text{ cm}, d = 87 \text{ cm}$$

Tableau 11 : Ferrailage de la nervure longitudinal :

|              | $M_u$<br>(KN.m) | $\mu$ | $\mu_l$ | obs   | $\beta$ | A (cm <sup>2</sup> ) | A adoptée (cm <sup>2</sup> ) |
|--------------|-----------------|-------|---------|-------|---------|----------------------|------------------------------|
| Appuis (3)   | 780.69          | 0.16  | 0,392   | S.S.A | 0.912   | 28.30                | 4HA20+4HA25<br>=32.21        |
| Travée (3-4) | 391.10          | 0.08  | 0,392   | S.S.A | 0.958   | 13.48                | HA25=19.64                   |

### f.5) Vérifications à l'ELU :

#### ➤ Condition de non fragilité

##### Sens transversal :

$$A_{\min} \geq 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \qquad A_{\min} \geq 0,23 * 45 * 87 * \frac{2,1}{400} = 4.72 \text{ cm}^2$$

✓ En travée

$$A_u = 19.64 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.72 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Aux appuis :

$$A_u = 32.21 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.72 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

##### Sens longitudinal :

$$A_{\min} \geq 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \qquad A_{\min} \geq 0,23 * 45 * 87 * \frac{2,1}{400} = 4.72 \text{ cm}^2$$

✓ En travée

$$A_u = 19.64 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.72 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Aux appuis :

$$A_u = 32.21 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.72 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### ➤ Vérification de la contrainte de cisaillement [BAEL 91 Art. A . 5. 1. 221]:

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

Détermination des efforts tranchants :

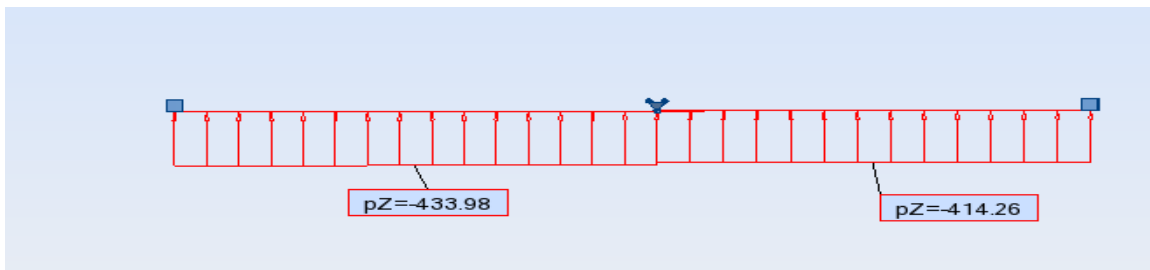


Fig IX.11) : Schémas statique de calcul des efforts tranchants (sens transversal)

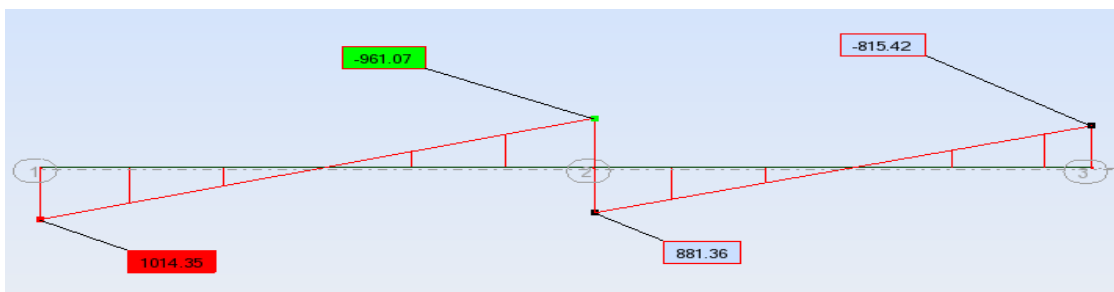


Fig IX.12) : Diagramme des efforts tranchants sur la nervure (sens transversal)

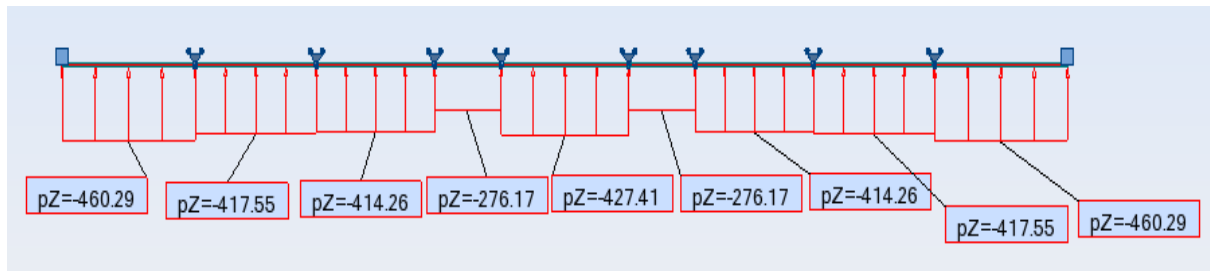


Fig IX.13) : Schémas statique de calcul des efforts tranchants (sens longitudinal)

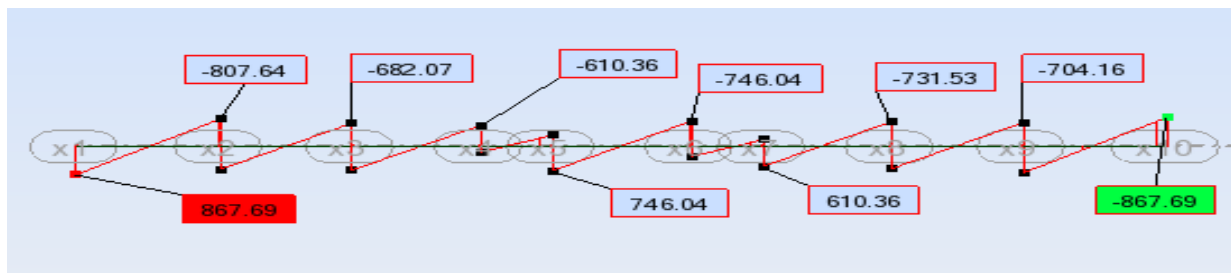


Fig IX.14) : Diagramme des efforts tranchants sur la nervure (sens longitudinal)

Sens transversal:  $\tau_u = \frac{1014.35 \times 10^3}{450 \times 870} = 2.46 \text{ MPa}$

Sens longitudinal:  $\tau_u = \frac{867.69 \times 10^3}{450 \times 870} = 2.21 \text{ MPa}$

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

La condition est vérifié

- Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis  
[ (Art : A. 5 .1 .3) /BAEL 91 modifiées 99) :

✓ Sur le béton :

$$V_u < \bar{V}_u; \quad \bar{V}_u = 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} . 0,9 . d . b_0$$

Sens transversal :  $\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 870 \times 450 = 2349000 \text{ N}$

$$V_u = 1014.35 \text{ KN} < \bar{V}_u = 2349 \text{ KN}$$

Sens longitudinal :  $\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 870 \times 450 = 2349000 \text{ N}$

$$V_u = 867.69 \text{ KN} < \bar{V}_u = 2349 \text{ KN}$$

- Sur l'acier :

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H) ; \text{ avec } H = \frac{M_{a \max}}{0,9 . d}$$

**Sens transversal :**  $A_{appuis} = 32.21cm^2 \geq 2.43cm^2$

$$A_{appuis} \geq \frac{1,15}{400} (1014.35 \times 10^3 + \frac{-728.01 \times 10^6}{0,9 \times 870})$$

**Sens longitudinal :**  $A_{appuis} \geq \frac{1,15}{400} (867.69 \times 10^3 + \frac{-780.69 \times 10^6}{0,9 \times 870})$

$$A_{appuis} = 32.21cm^2 \geq -3.71cm^2$$

**Les armatures calculées sont suffisantes**

➤ **Armatures transversal :**

✓ **Diamètre des aciers transversaux [Art .A.7.2, 2] :**

Il faut vérifier que :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} \quad \phi_t \leq \min \left\{ 2.5 ; \frac{87}{35} ; \frac{45}{10} \right\} = 2.48$$

✓ Le pourcentage minimal d'armatures transversales [Art. A.5.1, 22] :

**Selon le BAEL 91**

Il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t < \min\{0,9d ; 40cm\} \\ \frac{A_t * f_e}{b_0 * S_t} \geq 0,4 MPa \end{array} \right.$$

$$S_t \leq \min \{ 78.3 \text{ cm}; 40 \text{ cm} \} \quad \text{soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{V_u}{0,9 * d * \sigma_s} \Rightarrow A_t = \frac{S_t * V_u}{0,9 * d * \sigma_s} = \frac{200 * 1014.35 * 10^3}{0,9 * 870 * 348} = 7.44 \text{ cm}^2$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{25}{3} = 8.33 \text{ mm} \quad \text{On prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$\frac{A_t * f_e}{b_0 * S_t} = \frac{744 * 400}{450 * 200} = 3.30 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Selon le RPA 99 :**

Espacement des armatures :

**En Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right\} = \min \{ 22.5 \text{ cm} ; 30 \text{ cm} \} \text{ On prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

**En Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 45 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

**La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :**

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2$$

**soit :**  $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$  ; **pour** (2cadre)

➤ **Armatures de peau : [BAEL91, Art 4.5.34]:**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section étant moins égale à  $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$  de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en dehors des zones.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de **105 cm**, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

**Soit :** 3HA12 / par paroi

**f-6) Vérification des contraintes dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

➤ **Sens transversal :**

✓ **Aux appuis :**

$$M_s = 780,69 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 1055,23 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{1055,23}{780,69} = 1,35 \quad \text{et} \quad \mu = 0,218 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0,3110$$

$$\alpha = 0,3110 < \frac{1,35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,4250$$

✓ **En travée :**

$$M_s = 391,10 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 528,63 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{528,63}{391,10} = 1,35 \quad \text{et} \quad \mu = 0,109 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0,1460$$

$$\alpha = 0,1460 < \frac{1,35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,4250$$

➤ **Sens longitudinal :**

✓ **Aux appuis :**

$$M_s = 538,63 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 728,01 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{728,01}{538,63} = 1,35 \quad \text{et} \quad \mu = 0,150 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0,2041$$

$$\alpha = 0,2041 < \frac{1,35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,4250$$

✓ **En travée :**

$$M_s = 321,66 \text{ KN.m}$$

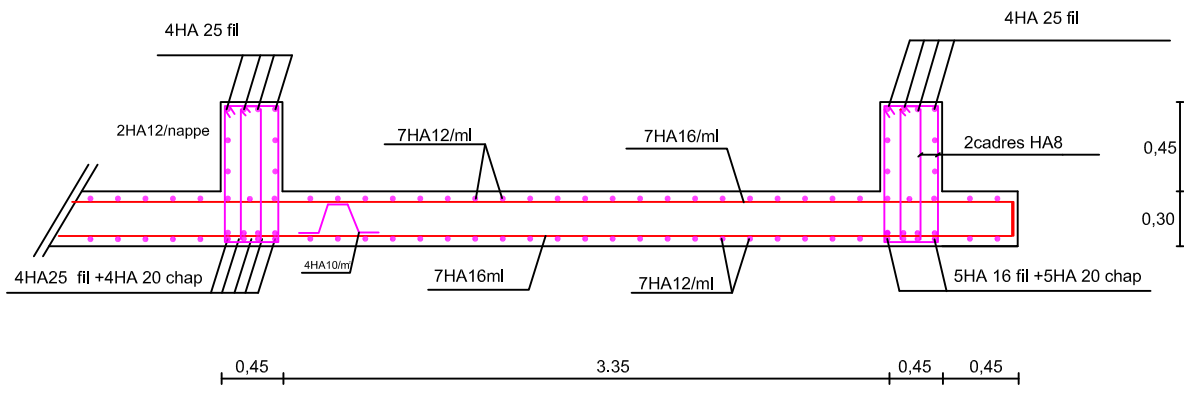
$$M_u = 434,77 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{434,77}{321,66} = 1,35 \quad \text{et} \quad \mu = 0,089 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0,1154$$

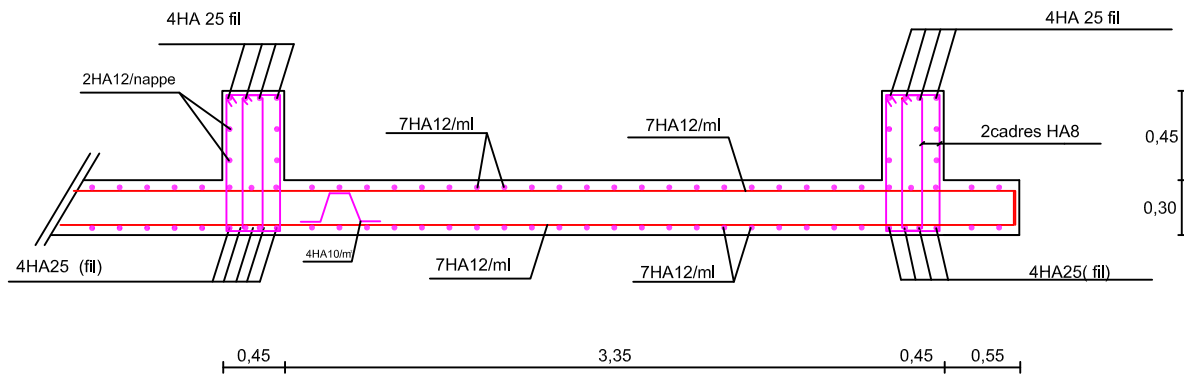
$$\alpha = 0,1154 < \frac{1,35 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425$$

**La condition est vérifiée, donc il n'y a pas lieu de vérifier les contraintes dans le béton.**





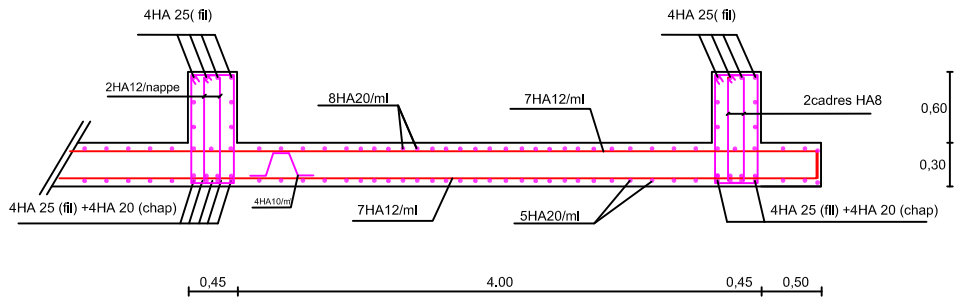
Sens transversal (en appui)



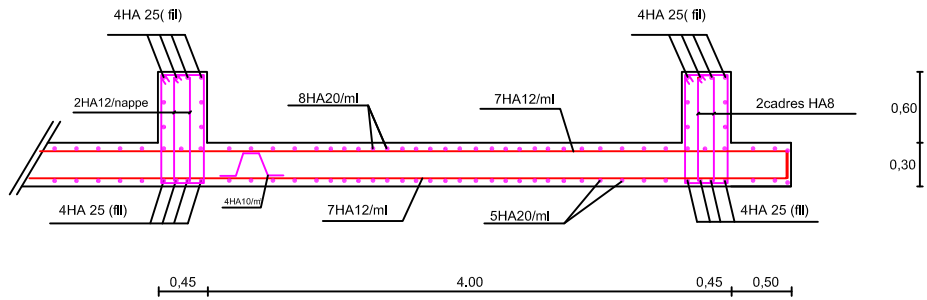
Sens transversal (en travée)

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

|   |               |   |
|---|---------------|---|
| <b>TITRE:</b><br>Coffrage et ferrailage du radier S-sol |               | <b>ETUDIE PAR:</b><br>HAMOUDI Malka<br>OUKFIF Rafik<br>OUAZZI Djaffar |
|   |               | <b>DIRIGE PAR:</b><br>Mme IDRESS                                      |
| ECHELLE   | PLANCHE N° 01 | PROMOTION 2011-2012   |



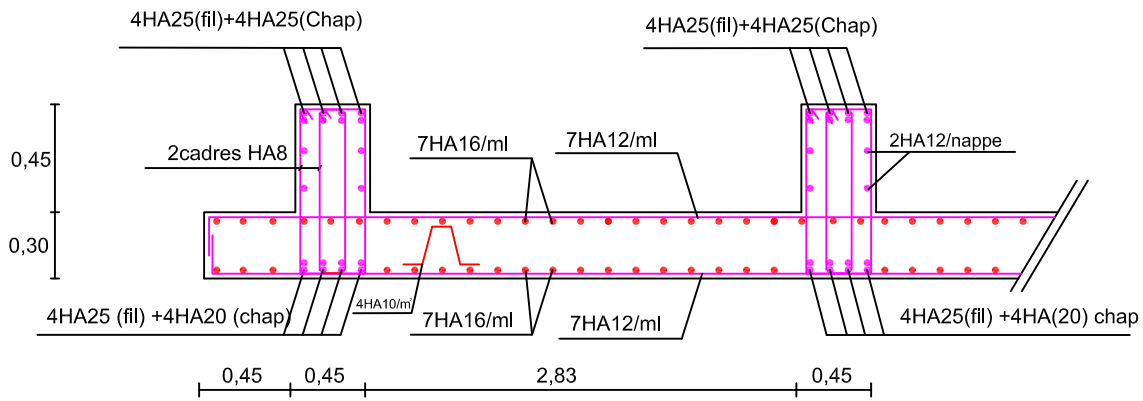
Sens transversal(en appui)



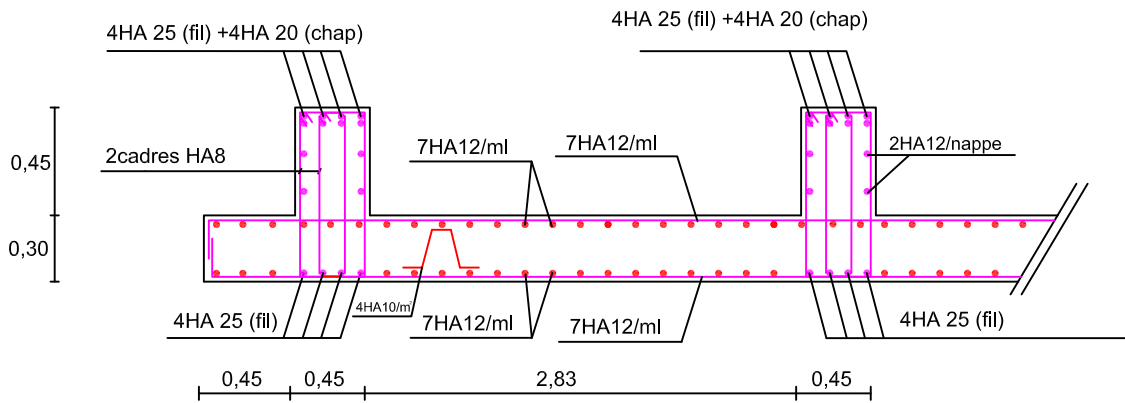
Sens transversal(en travée)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

|  |   |
|--|---|
| <b>TITRE:</b><br>Coffrage et ferrailage du<br>radier RDC | <b>ETUDE PAR :</b><br>HAMOUDI Malika<br>OUKFIF Raik<br>OUAZZI Djaffer |
|  | <b>DIRIGE PAR :</b><br>Mme IDRESS                                     |
| ECHELLE  | PLANCHE N° 01   |
| PROMOTION 2011-2012                                      |   |

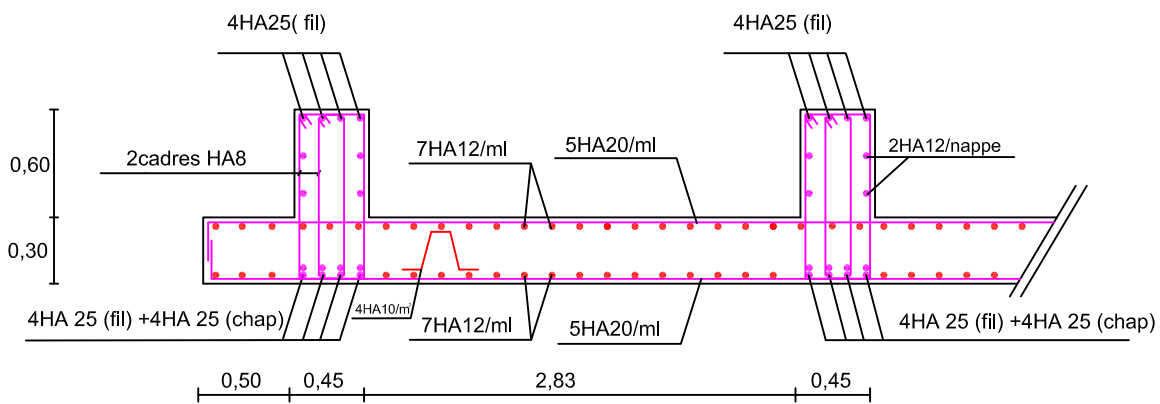


Sens longitudinale (en appui)

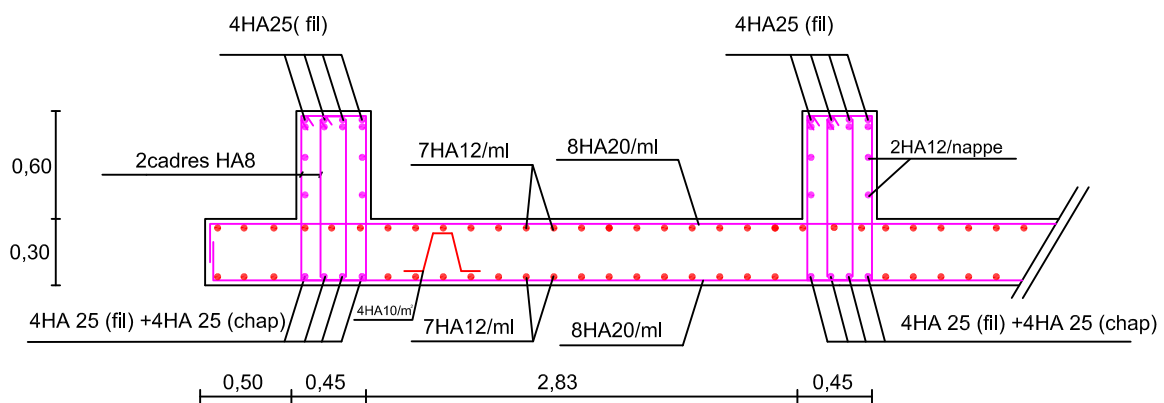


Sens longitudinale (en travée)

|  |               |   |
|--|---------------|---|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE<br>UNIVERSITE MOULOU D MAMMERRI DE TIZI-OUZOU<br>FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION<br>DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL |               |   |
| <b>TITRE:</b><br>Coffrage et ferrailage du<br>radier S-sol   |               | <b>ETUDIE PAR :</b><br>HAMOUDI Malika<br>OUKFIF Rafik<br>OUAZZI Djaffar |
|  |               | <b>DIRIGE PAR :</b><br>Mme IDRESS                                       |
| ECHELLE  | PLANCHE N° 01 | PROMOTION 2011-2012   |



Sens longitudinale(en appui)



Sens longitudinale(en travée)

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

TITRE:  
Coffrage et ferrailage du  
radier RDC

ETUDIE PAR :  
HAMOUDI Mallka  
OUKFIF Rafik  
OUAZZI Djaffar

DIRIGE PAR :  
Mme IDRESS

ECHELLE

PLANCHE N° 01

PROMOTION 2011-2012



# *Chapitre X*

*Ferraillage de voile plaque*

Promotion 2011/2012

### X) Etude du voile plaque :

Afin de stabiliser le talus derrière notre structure et pour faire face au remblai retenu (poussées des terres) ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai, il est nécessaire de prévoir un mur plaque en béton armé dont la hauteur est inférieure à 6m.

#### X.1) Dimensionnement :

L'épaisseur minimale imposée par le **RPA 99 (Article.10.12)** pour le voile périphérique est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de **20 cm**.

#### X.2) Détermination des sollicitations :

##### a) Caractéristiques mécaniques et physiques du sol

$\gamma$ : Le poids volumique du sol  $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$ .

$\varphi$ : Angle de frottement interne  $\varphi = 35^\circ$ .

$C$ : La cohésion  $C = 0$ .

$q$ : La surcharge éventuelle  $q = 10 \text{ KN/m}^2$ .

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont :

$\sigma_H$ : contrainte horizontale.

$\sigma_V$ : contrainte verticale.

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V, \text{ avec } K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

$K_0$ : coefficient de poussée des terres.

$$K_0 = \frac{1 - \sin 35}{\cos 35}$$

$$K_0 = 0,52$$

##### b) Contrainte de la poussée :

$\mathcal{L}'\mathcal{E}\mathcal{L}\mathcal{U}$ :

$$\sigma_H = K_0 (1,5q + 1,35\gamma \cdot h)$$

Pour :  $h = 0 \rightarrow \sigma_1 = 7,80 \text{ KN/m}^2$

Pour :  $h = 4,08\text{m} \rightarrow \sigma_2 = 56,49 \text{ KN/m}^2$

$\mathcal{L}'\mathcal{E}\mathcal{L}\mathcal{S}$ :

$$\sigma_H = K_0 (q + \gamma \cdot h)$$

Pour  $h = 0 \rightarrow \sigma_1 = 5,20 \text{ KN/m}^2$

Pour  $h = 4,08\text{m} \rightarrow \sigma_2 = 41,27 \text{ KN/m}^2$

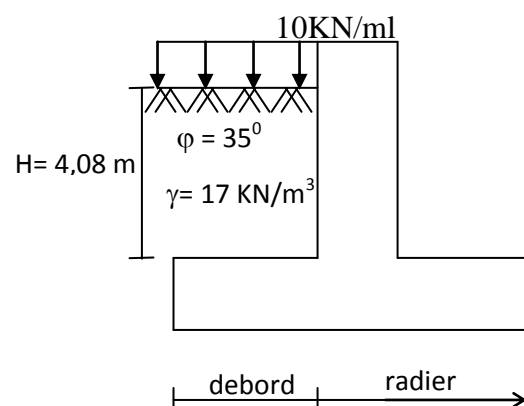


Fig (IX.1)

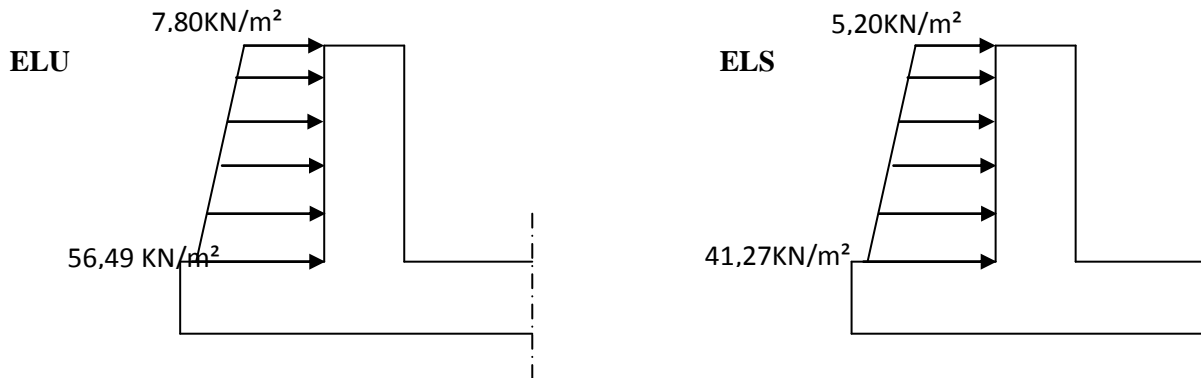
c) *Diagramme des contraintes :*

Fig (IX.16)

d) *Charge moyenne :*

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 56,49 + 7,80}{4} = 44,32 \text{ KN / ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 41,27 + 5,20}{4} = 32,25 \text{ KN / ml}$$

X.3) *Ferraillage du voile plaque :*a) *Méthode de calcul :*

Le voile plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastées des quatre cotés (au niveau des nervures, des poteaux ainsi qu'au niveau du plancher du S-SOL).

b) *Détermination des moments :*

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : **0,75**
- Moment aux appuis: **0,5**

c) *Identification des panneaux :*

$$l_x = 5,00 \text{ m}$$

$$l_y = 4,08 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5,00}{4,08} = 1,225 > 0,4 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

**d) Calcul des moments isostatiques :****➤ ELU :**

$$\rho = 1,00 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,00 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_x q l_x^2 = 0,0368 \times 44,32 \times 5^2 = 40,77 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y M_{0X} = 1,00 \times 40,77 = 40,77 \text{ KN.m}$$

**Correction des moments :****✓ sens XX :**

Pour tenir compte de la continuité de la dalle, on affecte les moments sur appuis par la valeur **0,5** et en travée par la valeur **0,75**.

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,5 M_{0X} = -0,5 \times 40,77 = -20,385 \text{ KN m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,75 M_{0X} = 0,75 \times 40,77 = 30,577 \text{ KN m}$$

**✓ Sens YY :**

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,5 M_{0Y} = -0,5 \times 40,77 = -20,385 \text{ KN m}$$

$$\text{En travées : } M_t = 0,75 M_{0Y} = 0,75 \times 40,77 = 30,577 \text{ KN m}$$

**➤ ELS :**

$$\rho = 1,00 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0442 \\ \mu_y = 1,00 \end{cases}$$

$$M_{0X} = 0,0442 \times 32,25 \times 5^2 = 35,63 \text{ KN m}$$

$$M_{0Y} = 1,00 \times 35,63 = 35,63 \text{ KN m}$$

**Correction des moments :****✓ Sens XX :**

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,5 M_{0X} = -17,815 \text{ KNm}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,75 M_{0X} = 26,72 \text{ KN m}$$

**✓ Sens YY :**

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,5 M_{0Y} = -17,815 \text{ KN m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,75 M_{0Y} = 26,72 \text{ KN m}$$

## e) Calcul des armatures :

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

$$d = 17 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 2 \text{ cm}^2 \quad [\text{RPA 2003/ART 10.1.2}]$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \quad A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \sigma_{st}}$$

Tableau 12 : Ferrailage du mur de soutènement :

| Sens | zone   | M <sub>u</sub><br>(KN.m) | μ <sub>u</sub> | μ <sub>l</sub> | section | β     | A<br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>adoptée</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | st<br>(cm) |
|------|--------|--------------------------|----------------|----------------|---------|-------|-------------------------|--|--|------------|
| xx   | Appuis | -20,385                  | 0.049          | 0.392          | SSA     | 0.974 | 3,54                    | 2                                      | 5HA12<br>=5,65                             | 20         |
|      | Travée | 30,577                   | 0.074          | 0.392          | SSA     | 0.962 | 1,86                    | 2                                      | 5HA10<br>=3.93                             | 20         |
| yy   | Appuis | -20,385                  | 0.049          | 0.392          | SSA     | 0.974 | 3,54                    | 2                                      | 5HA12<br>=5,65                             | 20         |
|      | travée | 30,577                   | 0.074          | 0.392          | SSA     | 0.962 | 1,86                    | 2                                      | 5HA10<br>=3.93                             | 20         |

## f) Recommandations du RPA 99 :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de **0,10 %B** dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A \geq 0,001 \cdot b \cdot h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Les deux nappes sont reliées par 4 épingle par m<sup>2</sup> de HA 8.

## X.4) Vérification à l'ELS :

➤ vérification de la contrainte dans le béton :  
on doit vérifier que :

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

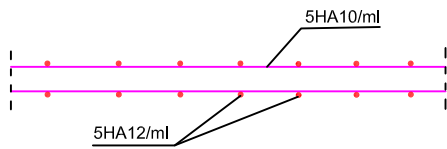
Si la condition suivante est satisfaite, la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

$$\alpha = \gamma/d < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

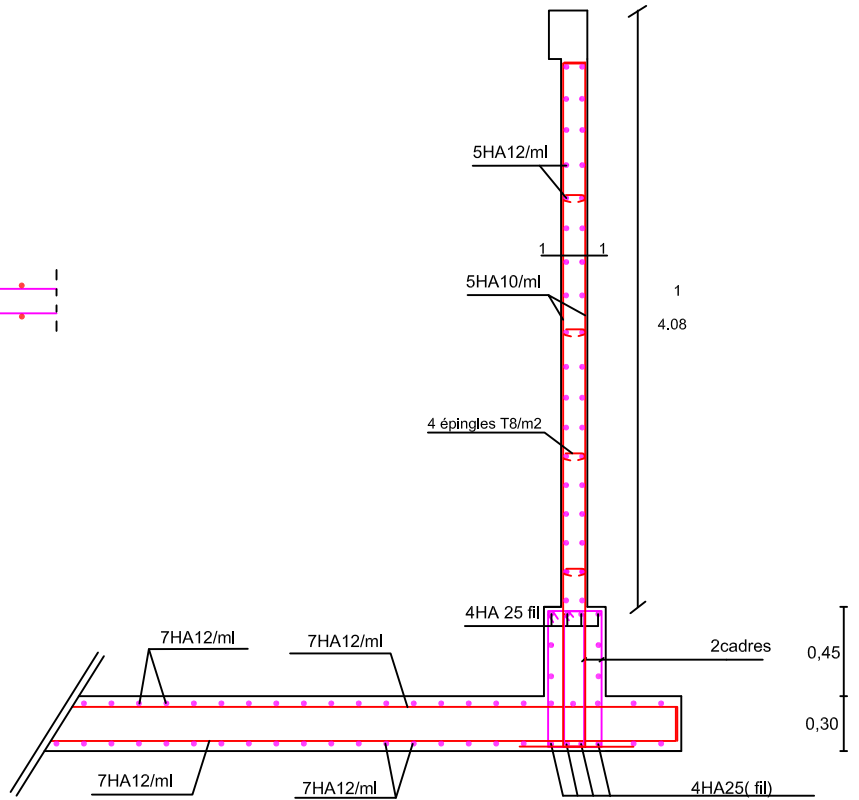
**Tableau 13- vérification des contraintes à l'ELS :**

| Sens | zone   | Mu      | Ms      | $\gamma$ | $((\gamma-1)/2)+0,25$ | $\alpha$ | Obs      |
|------|--------|---------|---------|----------|-----------------------|----------|----------|
| X-X  | appuis | -20.385 | -17.815 | 1,14     | 0,32                  | 0,019    | Vérifiée |
|      | travée | 30.577  | 26.72   | 1,14     | 0,32                  | 0,019    | Vérifiée |
| Y-Y  | appuis | -20.385 | -17.815 | 1,14     | 0,32                  | 0,019    | Vérifiée |
|      | travée | 30.577  | 26.72   | 1,14     | 0,32                  | 0,019    | Vérifiée |

Donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.



COUPE 1-1



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

**TITRE:**  
 Coffrage et ferrailage du  
 radier

**ETUDIE PAR:**  
 HAMOUDI Malika  
 OUKFIF Rafik  
 OUAZZI Djaffar  
**DIRIGE PAR:**  
 Mme IDRESS

ECHELLE

PLANCHE N° 01

PROMOTION 2011-2012

A decorative border of blue birds, possibly swallows, arranged in a rectangular frame around the text.

## *Conclusion générale*

*Ce travail étant notre toute première expérience dans le domaine pratique du génie civil, nous a permis de mettre en application nos connaissances acquises tout au long de notre cursus universitaire.*

*Les difficultés rencontrées au long de cette étude nous ont incité à redoubler d'efforts, à chercher d'avantage et cela afin d'améliorer notre vision sur l'application des règlements en vigueur et faire un lien entre la théorie et la pratique.*

*L'utilisation du logiciel ROBOT nous a offert l'opportunité d'acquérir un savoir dans le domaine du génie civil, et ainsi, nous avons découvert un logiciel de calcul des structures très performant en termes de temps et d'efficacité.*

*Suite à l'étude de ce projet, on a constaté que l'ingénieur en génie civil est amené à prendre des décisions très importantes, tout en sachant que l'étude et la réalisation des ouvrages s'accompagnent d'un rejet intégral de tout intérêt formel ou moral.*



## *Références bibliographiques*

- ✚ *D.T.R B.C22, Charges permanentes et surcharges des d'exploitation.*
- ✚ *Guide d'utilisation de Robot Millénium, séminaire du CTC centre 2006.*
- ✚ *JEAN-PIERRE MOUGIN, « Béton armé BAEL91 modifié 99 et DTU associé ».*
- ✚ *Règles parasismiques Algériennes (RPA99 VERSION 2003).*
- ✚ *Règles BAEL91 modifié 99.*
- ✚ *Cours et TD de Génie Civil.*
- ✚ *Thèses des promotions précédentes .*