

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

**Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique**

**Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou**

Faculté de Génie de la construction

Département : Génie Civil



# Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtenir du diplôme en géni civil  
Option : construction civils et industrielles

**Thème : étude d'un bâtiment R+6+2greniers+entre sol**

Encadré par :  
Mr : LOUZAI

Présenté par :

OUKACINE SARAH  
FERRAGUI YAMINA

Année 2014/2015

# Introduction générale

---

Le domaine du génie civil, dans sa définition, couvre l'ensemble des techniques et des procédés du domaine de la construction.

Ce projet de fin d'étude représente le premier résultat tangible de concrétisation des connaissances acquises durant notre cursus en se plaçant dans une situation réelle d'ingénieurs en génie civil pour le calcul, des différentes parties d'une construction, tout en respectant la réglementation en terme de résistance, fonctionnalité, confort et contraintes économiques.

Nous avons choisi le calcul des éléments structuraux d'un bâtiment ( RDC+8+SOUS SOL)à usage d'habitation contreventé par des voiles et qui doit être calculé pour garantir sa stabilité, ainsi qu'assurer la sécurité des usagers, pour cela nos calculs seront conformes 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 limites (BAEL 91).

Le travail de calcul et de vérification est mené en respectons les étapes suivantes :

- ◆ On commence par la présentation complète du bâtiment et de toutes les données du projet, puis la vérification de la conformité de conception architecturale au règlement en vigueur : décrire la situation de l'ouvrage, les dimensions, le groupe d'usage, le suite.....
- ◆ Etude statique générale du bâtiment, pré-dimensionnement des éléments de la structure.
- ◆ Etude dynamique de la structure à l'aide du logiciel ETABS version 9.7 et en respectant les règlements parasismiques algériens.
- ◆ Après les calculs on passe aux ferraillements des éléments.
- ◆ Etude de l'infrastructure.
- ◆ Au final, on passe à l'élaboration des plans d'exécution et de ferraillement des différents éléments de la construction.

## I : Présentation de l'ouvrage

### I.1 Introduction :

Notre étude consiste au calcul d'un bâtiment (**R+6+2GRENIERS+SOUS SOL**) , à usage d'habitation + Parking dont le lieu d'implantation est la wilaya de **BOUMERDES**, Ce bâtiment est situé dans une zone de forte sismicité (zone III selon le RPA99/Version2003).

Ce bâtiment comporte :

- \* un ente sol a usage parking
- \*un rez de-chaussée (RDC) à usage d'habitation.
- \*les 06 étages et les deux greniers à usage d'habitation.
- \*le bâtiment est symétrique dans les deux sens.

### I.2 Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques de la structure à étudier sont:

#### • En plan :

- longueur totale du bâtiment .....**17.65m**
- largeur totale du bâtiment .....**17.20m**

#### • En élévation:

- hauteur totale y compris la charpente..... **28.76m**
- la hauteur du R.D.C ..... **3.06m**
- la hauteur de l'étage courant..... **3.06m**
- hauteur de sous sol.....**3.00m**
- hauteur de la charpente.....**2.15m**

### I.3 Les éléments de l'ouvrage :

#### I .3.1 L'ossature :

La stabilité transversale et longitudinale de ce bâtiment est assurée par des portiques et des voiles.

Les portiques composés de poutres et de poteaux encastres les uns dans les autres et des voiles de contreventement permettant une bonne rigidité de l'ouvrage.ils ont une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques Proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

#### I .3.2 Plancher :

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveau d'un bâtiment, capable de supporter les charges et les surcharges et les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux .Dans notre cas nous avons des planchers à corps creux et dalle de compression qui ont pour fonctions :

# Chapitre I : présentation de l'ouvrage

---

## **a) Fonction de résistance mécanique**

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

## **b) Fonction d'isolation :**

Les planchers permettent d'isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages.

### **Planchers en corps creux :**

Les planchers du bâtiment sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).

### **Dalle pleine en béton armé :**

Les dalles pleines en béton armé coulés sur place pour les portes à faux et au niveau des escaliers (paliers).

### **I.3.3 Balcons :**

Le bâtiment comporte des balcons en corps creux et en dalles pleines.

### **I.3.4 Toiture :**

La toiture est une charpente en bois constituée de pannes, de chevrons, de liteaux et de tuiles.

### **I.3.5 Maçonnerie :**

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en brique creuse liés par du mortier ciment.

- les murs extérieurs : ils sont réalisés avec de la maçonnerie en doubles cloisons de 10cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm.
- les murs intérieurs : ils sont réalisés en simple cloison de maçonnerie de 10cm .

### **I.3.6 Escaliers :**

Le bâtiment est composé d'une cage d'escalier qui relie les différents étages. Ils sont Constitués de paliers et de paillasse coulés sur place en béton armé.

### **I.3.7 Ascenseur :**

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voile coulé sur place.

### **I.3.8 Revêtement :**

Ils sont réalisés en :

- enduit en plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- mortier de ciment pour les murs de façades extérieures et les cages d'escaliers.
- mortier de pose.



# Chapitre I : présentation de l'ouvrage

---

## **I.3.9 Les voiles de contreventements :**

Ce sont des éléments verticaux en béton armé coulés sur place, entrant dans la composition de l'ouvrage. Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme et du vent.

## **I.4 Les fondations :**

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges de la superstructure au sol .

Le choix de type dépend de l'importance de l'ouvrage à réalisé , des charges de la nature du sol et de la contrainte admissible du sol.

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

L'ouvrage sera réalisé avec deux matériaux à savoir le béton et l'acier.ces derniers doivent impérativement répondre aux exigences du règlement parasismique algérien(RPA99version2003).

### **I.5.1.Le béton :**

Le béton est un mélange approprié de ciment, de granulats (sable, graviers, gravillons) , d'eau éventuellement d'adjuvants.

Les adjuvants sont utilisés pour améliorer les caractéristiques d'ouvrabilité ou résistancesdu béton en fonction de leur destination.

La composition courante de  $1\text{m}^3$  de béton est la suivante :

- 350g (ciment CPA 325).
- 400l de sable.
- 800l de graviers.
- 175l d'eau de gâchage.

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

Le béton est défini par sa résistance à la compression  $f_{cj}$  avec j âge du béton.il est souvent classé selon sa résistance caractéristique, elle est déterminée par des essais de compression sur des éprouvettes normalisés cylindriques  $16 \times 32\text{cm}^2$  définie à 28 jours d'âge de durcissement, notée  $f_{c28}$  .

Pour l'étude de ce projet on prend  $f_{c28} = 25\text{MPa}$ .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge de 28jours la résistance à la compression est calculée par les formules suivantes :

# Chapitre I : présentation de l'ouvrage

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \\ f_{cj} &= \frac{j}{1,40 + 0,95j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(\text{BAEL 91/A.2.1.11})$$

Pour notre étude nous avons choisis de travailler avec  $f_{c28} = 25\text{MPa}$ .

## c) Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction à j jours, notée  $f_{tj}$  est donnée par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \dots\dots\dots(\text{BAEL91/Art A2, 1, 12})$$

Cette formule est valable pour les valeurs de  $f_{c28} < 60\text{MPa}$ .

Ainsi pour notre cas:  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$ .

## c)Déformation longitudinales du béton :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures , le module de déformation longitudinales à l'age « j » jours est donné par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots(\text{BAEL91/Art A2. 1. 1.2})$$

$$\text{Pour } f_{cj} = f_{c28} \longrightarrow E_{ij} = 32164.2\text{MPa.}$$

Les déformations finales du béton (instantanées et augmentées de fluage) sont calculées par un

Module de déformation longitudinale différé défini comme suit :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = \frac{1}{3} E_{ij} \dots\dots\dots(\text{BAEL91/Art A2. 1. 2.2})$$

$$\text{Pour } j=28\text{jours } f_{c28}=25\text{MPa} \longrightarrow E_{v28} = 10818.865\text{MPa.}$$

## d) Module de déformation transversale du béton :

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \dots\dots\dots(\text{BAEL91/Art A2. 1. 1.3})$$

## d) Coefficient de poisson : (art A.2 1 3 BAEL91) :

C'est le rapport de la déformation relative transversale et de la déformation longitudinale. Il sera pris égal à :

# Chapitre I : présentation de l'ouvrage

$v = 0,2$  pour des justifications à ELS.

$v = 0$  pour des justifications à ELU.

## I.5.2. Etats limites :

Un état limite est une situation au-delà de laquelle un ensemble d'éléments de la structure n'assure plus la fonction pour laquelle il est conçu.

On distingue deux états limites :

### a- Etat limite ultime (ELU) :

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

- Equilibre statique de la construction (pas de renversement).
- Résistance et la fatigue des matériaux (pas de rupture).
- Stabilité de forme (pas de flambement).
- non flambement).

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression, elle est donnée

Par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \theta} \text{ en MPa} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art A4. 3. 4.1})$$

Le coefficient de sécurité  $\gamma_b$  a pour valeurs :

$\gamma_b = 1.5$  en situation courante  $\longrightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$ .

$\gamma_b = 1.15$  en situation accidentelle  $\longrightarrow f_{bc} = 18.48 \text{ MPa}$ .

$\theta$  : coefficient de durée d'application de la combinaison d'action , il a pour valeurs :

$\theta = 1$  si la durée d'application est supérieure à 24 heures.

$\theta = 0.9$  si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0.85$  si la durée d'application est inférieure à 1 heure.

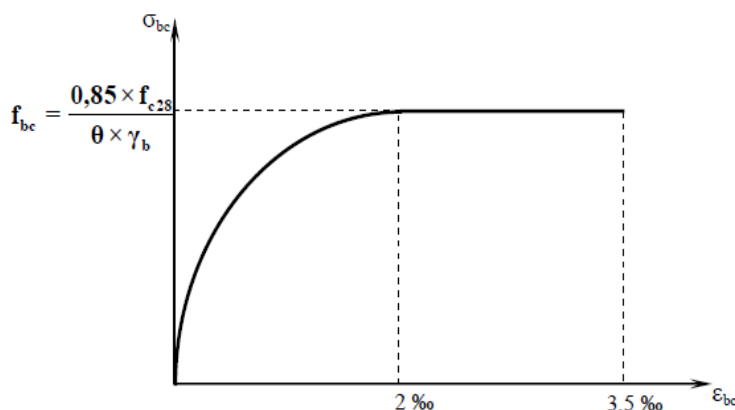


Figure I-1 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU

## Chapitre I : présentation de l'ouvrage

- D'une partie en courbe parabolique, la déformation relative limitée à 2‰ (état élastique).
- D'une partie rectangle (état plastique).

Le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit «parabole rectangle ».

$0\% < \epsilon_{bc} < 2\%$  → compression pure.

$2\% < \epsilon_{bc} < 3.5\%$  → compression avec flexion.

Avec :  $\epsilon_{bc}$  : Raccourcissement du béton.

- **Contrainte limite de cisaillement :**

$-\tau_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5\text{MPa})$  pour la fissuration peu nuisible.

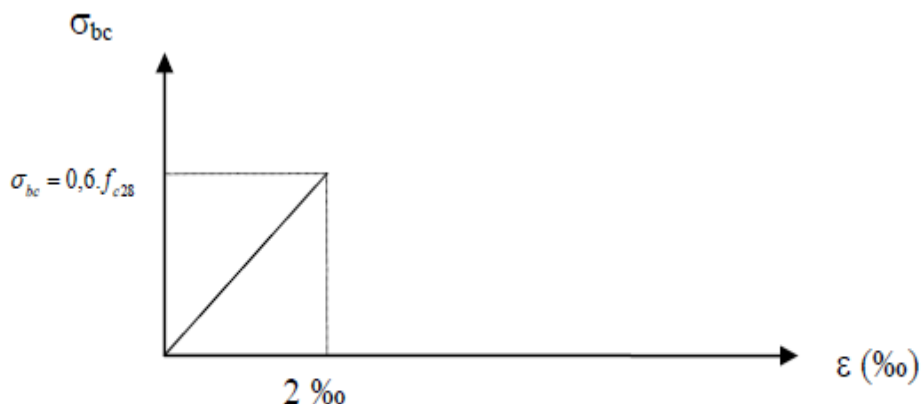
$-\tau_u = \min (0,10 f_{c28} ; 4\text{ MPa})$  pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

**b)Etat limite de service (ELS) : (BAEL/91 Art A.4.5.2)**

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites. Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation.

La contrainte de compression du béton est donnée par la formule :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}.$$



**Figure I-2 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS**

# Chapitre I : présentation de l'ouvrage

---

## I.5.3. Les aciers :

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas.

Ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface. On distingue :

- Les aciers à Haute Adhérence (FeE40 et FeE50) correspondant à des états limites d'élasticité garantie de 400 MPa et de 500MPa respectivement.
- Treillis soudé de type 520, avec une limite d'élasticité garantie de 520 MPa.

### a)Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris :

### b) Coefficient de poisson des aciers :

Il est pris égale à :

$$\nu = 0.3$$

### c)Contraintes limites :

- **Contraintes limite à l'ELU :**

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

Avec :

$\overline{\sigma}_{st}$  : contrainte d'élasticité de l'acier.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité.

$$\gamma_s = 1.15 \text{ situation durable.}$$

$$\gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle.}$$

- **Contraintes limite à l'ELS :**

Il est nécessaire de réduire le risque des fissures, pour limiter l'ouverture de ces dernières, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. D'après **BAEL91/Art 4.5.3** on distingue trois cas de fissures :

#### 1. Fissuration peu nuisible : (BAEL91/Art 4.5.3.2) :

Aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.

#### 2. Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art 4.5.3.3) :

c'est le cas des éléments exposés aux intempéries, il y a risque d'infiltration. Dans ce cas, la contrainte est limitée comme suit :

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

## Chapitre I : présentation de l'ouvrage

### 3. Fissuration très préjudiciable : (BAEL91/Art 4.5.3.4) :

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

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

$\eta$  : coefficient de fissuration.

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

$\eta=1.3$  pour les hautes adhérences (HA) de diamètre  $< 6$  mm.

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

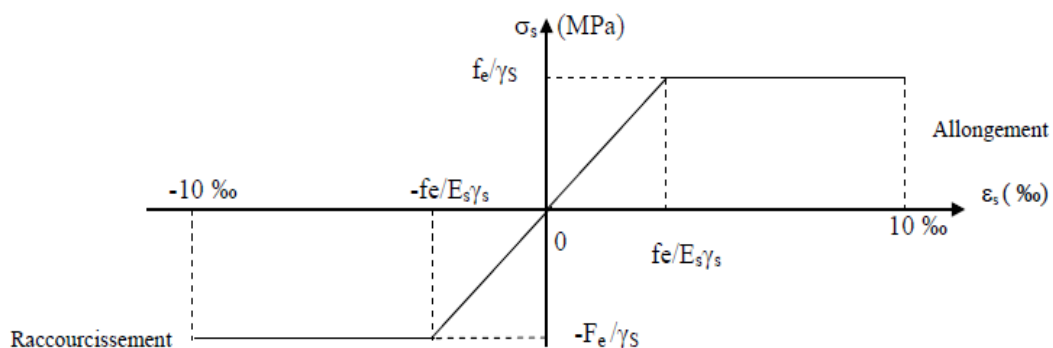


Figure I-3 : Diagramme contrainte –déformation de l'acier :

#### e) Protection des armatures : (BAEL/91 Art 7.2.4)

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

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

### II-Pré-dimensionnement des éléments :

#### ➤ **Pré-dimensionnement**

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage ainsi que les matériaux nous passons au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux, les voiles et la toiture.

#### **II.1 Les planchers :**

Les planchers sont des éléments porteurs qui permettent de séparer deux étages (niveaux) consécutifs d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

##### **a) Plancher en corps creux.**

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrailée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé, placées dans le sens de la petite portée.

Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

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

$h_t$  : Hauteur totale du plancher.

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

$$l_{\max} = 350 \text{ cm}$$

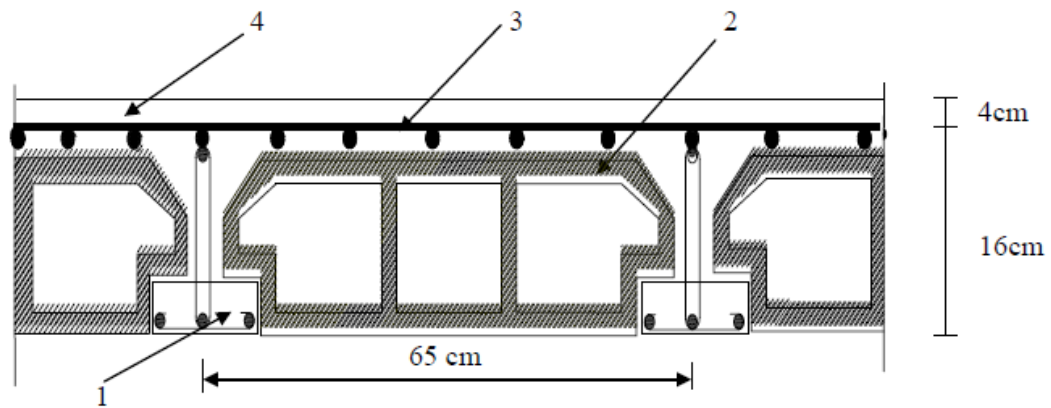
D'après le RPA 99(mod2003) les dimensions minimales des poteaux dans zone III sont **(30\*30)**.

$$L_{\max} = 350 - 30 = 320 \text{ m}$$

$$h_t \geq \frac{320}{22.5} = 14.22 \text{ cm}$$

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

- **16[cm]** la hauteur du corps creux.
- **4 [cm]** la hauteur de la dalle de compression.



- |                 |                          |
|-----------------|--------------------------|
| 1 - Poutrelle   | 3 - Treillis soudé       |
| 2 - Corps creux | 4 - Dalle de compression |

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

### a)1- Vérification de la sécurité contre l'incendie :

Les normes en vigueur préconisent une épaisseur minimale de :

Pour 1 heure de coupe-feu.  $e \geq 7$  [cm]

Pour 2 heures de coupe-feu.  $e \geq 11$  [cm]

Pour quatre heures de coup de feu.  $e \geq 17$  [cm]

On a  $ht = 20$  [cm] donc la sécurité contre l'incendie est vérifiée.

## II.2 Dalle pleine :

### a)Balcon dalle pleine

#### a).1Condition de résistance à la flexion :

Le calcul s'effectue en considérant le panneau de dalle le plus défavorable de la manière Suivante :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$$

Avec :

$l_y$  : grand coté du panneau de dalle

$l_x$  : petit côté du panneau de dalle

- ✓ Si  $\alpha \leq 0.4$  la dalle porte sur 1 seul sens
- ✓ Si  $\alpha \geq 0.4$  la dalle porte sur 2 sens



## Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

---

Dans notre cas :

$$l_x = 1.35\text{m}$$

$$l_y = 1.45\text{m}$$

$$\alpha = \frac{1.39}{3.1} = 0.44 > 0.4$$

Donc : la dalle se porte sur deux sens

➤ Dalles reposant sur deux appuis :

$$\frac{L_{\max}}{35} < e < \frac{L_{\max}}{30}$$

$$l_{\max} = 139 \text{ cm}$$

$$\frac{139}{35} < e < \frac{139}{30} = 3.97 < e < 4.63 \rightarrow e = 5\text{cm}$$

a).2 Condition de résistance au feu : (condition citée précédemment)

On prend  $e = 11\text{cm}$  pour deux heures de coupe feu,

a).3 condition d'isolation phonique :

Pour tenir compte des bruits aériens, il est nécessaire d'avoir une épaisseur minimale

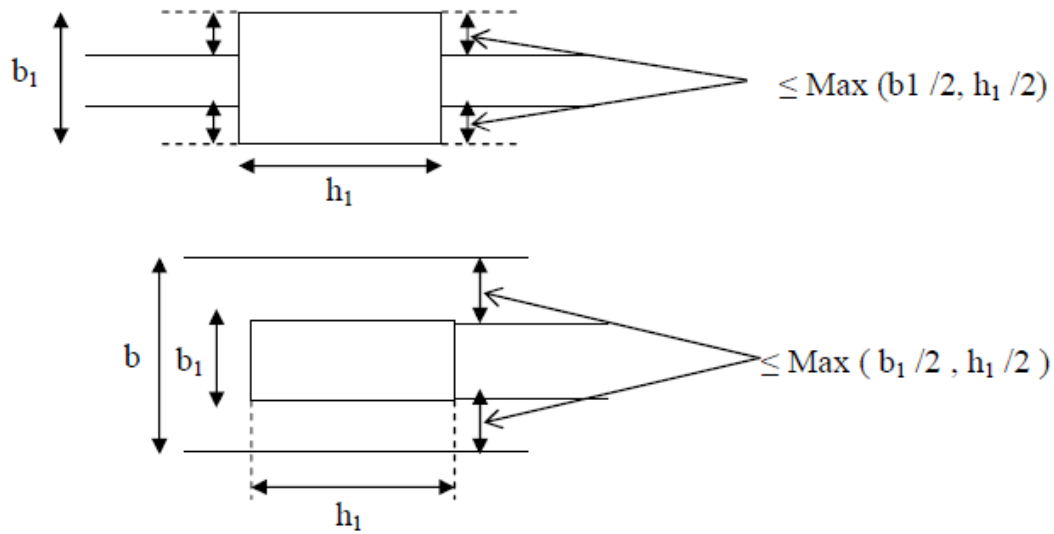
Supérieure ou égale à **16cm**

$$e = \max(5, 11, 16) \rightarrow e = 16\text{cm}$$

On prend  $e = 15\text{cm}$

### II .3 pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place, on distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.



**Figure II-2 :les dimension a respecter pour les poutre**

### a)les poutres principales

Le pré dimensionnement des poutres sera effectué selon la loi suivante :

#### ❖ la hauteur

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

$$L_{\max} = 485 - 30 = 455 \text{ cm}$$

$$\frac{455}{15} \leq h_t \leq \frac{455}{10} \Rightarrow 30,33 \leq h_t \leq 45,5 \text{ ht}$$

On prend **ht = 40cm**

#### ❖ La largeur :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

$$0.4(40) \leq b \leq 0.7(40) \Rightarrow 16 \leq b \leq 28$$

On prend **b = 30cm**

## Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

### ❖ Vérification des exigences RPA 99 version 2003 /Art 7.5.1 :

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1 du RPA99 /VERSION 2003

✓  $h \geq 30 \text{ cm.}$

✓  $b \geq 20 \text{ cm}$

✓  $h/b \leq 4$

✓  $b_{\max} \leq 1.5h + b_1$

$b=30\text{cm} > 20\text{cm.} \rightarrow \text{vérifié}$

$h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \rightarrow \text{vérifié}$

$\frac{ht}{b} = 1.3 < 4 \rightarrow \text{vérifié}$

$b = 30\text{cm} \leq 1.5ht + b = 90. \rightarrow \text{vérifié}$

$\Rightarrow$  conditions vérifiées

### b) Poutres secondaires :

#### ❖ la hauteur

$L_{\max} = 350 - 30 = 320 \text{ cm}$

$\frac{L_{\max}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{320}{15} \leq ht \leq \frac{320}{10} \Rightarrow 21.33 \leq ht \leq 32$   
On prend  $h_t = 35 \text{ cm}$

#### ❖ La largeur

$0.4(35) \leq b \leq 0.7(35) \Rightarrow 14 \leq b \leq 24.5 \quad \text{soit}$

On prend  $b = 30 \text{ cm}$

### ❖ Vérification des exigences RPA 99 version 2003 /Art 7.5.1 :

$b=30\text{cm} > 20\text{cm.} \rightarrow \text{vérifiée}$

$ht = 35\text{cm} > 30\text{cm.} \rightarrow \text{vérifiée}$

$\frac{ht}{b} = 1.16 < 4. \rightarrow \text{vérifiée}$

$b = 30\text{cm} \leq 1.5ht + b = 82.50. \rightarrow \text{vérifiée}$

$\Rightarrow$  conditions vérifiées

### c) Poutre toiture

#### c)1- dans le sens des poutres principales

❖ la hauteur

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

$$L_{\max} = 485 - 30 = 455 \text{ cm}$$

$$\frac{455}{15} \leq h_t \leq \frac{455}{10} \Rightarrow 30,33 \leq h_t \leq 45,5 \text{ ht}$$

On prend **ht = 30cm**

❖ La largeur :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

$$0,4(30) \leq b \leq 0,7(30) \Rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

On prend **b = 30cm**

#### c)2- dans le sens des poutres secondaire

❖ la hauteur

$$L_{\max} = 350 - 30 = 320 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{320}{15} \leq h_t \leq \frac{320}{10} \Rightarrow 21,33 \leq h_t \leq 32$$

On prend **ht = 30cm**

❖ La largeur

$$0,4(30) \leq b \leq 0,7(30) \Rightarrow 12 \leq b \leq 21 \text{ soit}$$

On prend **b = 30cm**

❖ la hauteur

$$L_{\max} = 350 - 30 = 320 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{320}{15} \leq h_t \leq \frac{320}{10} \Rightarrow 21,33 \leq h_t \leq 32$$

On prend **ht = 35cm**

## Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

---

### ❖ La largeur

$$0.4(35) \leq b \leq 0.7(35) \Rightarrow 14 \leq b \leq 24.5$$

On prend **b = 30cm**

### ❖ Vérification des exigences RPA 99 version 2003 /Art 7.5.1 :

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1 du RPA99 /VERSION 2003

- ✓  **$h \geq 30 \text{ cm.}$**
- ✓  **$b \geq 20 \text{ cm}$**
- ✓  **$h/b \leq 4$**
- ✓  **$b_{\max} \leq 1.5h + b_1$**

$$b=30\text{cm} > 20\text{cm.} \quad \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$h = 30\text{cm} = 30\text{cm} \quad \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = 1 < 4 \quad \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$b = 30\text{cm} \leq 1.5h + b = 45. \rightarrow \text{vérifiée}$$

**$\Rightarrow$ conditions vérifiées**

**Finalement :** les sections adoptées sont comme suit :

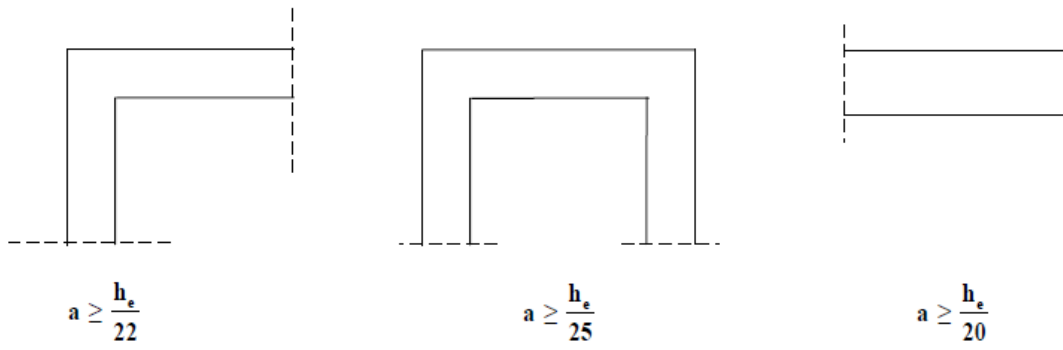
- **Poutres principales :  $(40 * 30) \text{ cm}^2$**
- **Poutres secondaires :  $(35 * 30) \text{ cm}^2$**
- **Poutres toiture  $(30*30) \text{ cm}^2$**

### II.4 Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place.

Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet d'un chargement horizontal (séisme...) d'une part, et à reprendre une partie des charges verticales d'autre part.

L'épaisseur minimale d'un voile est de **15 cm**, de plus l'épaisseur est en fonction de la hauteur libre d'étage (  $h_e$  ) et des conditions de rigidité aux extrémités.



**Figure III-3 : coupe de voile en plan**

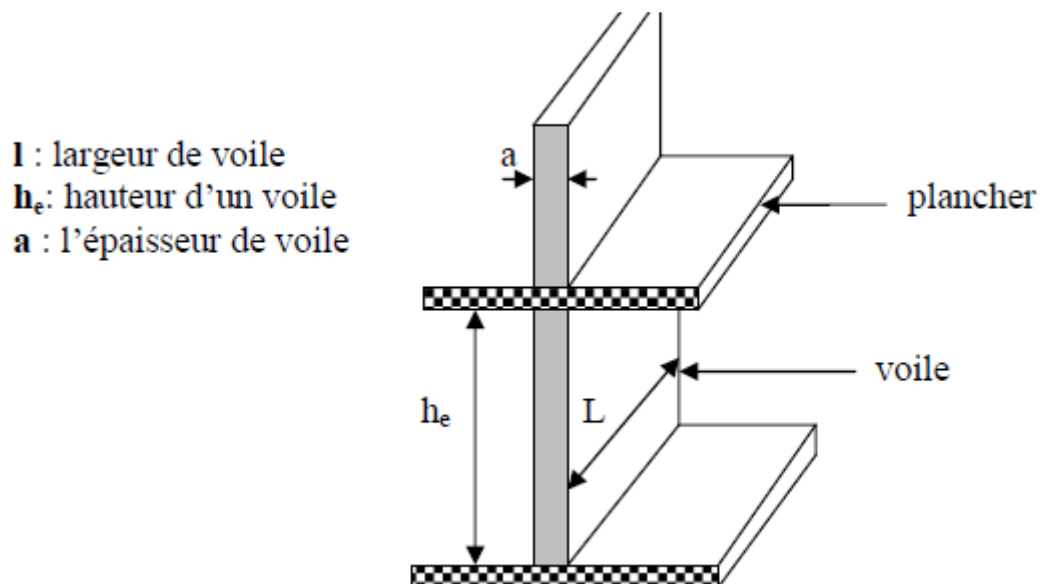
Notre structure a des voiles linéaires et des voiles en U

**a) Voile linéaire :**

**a).1 L'épaisseur**

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

$h_e = h - e_p$  Avec  $e_p$  : c'est l'épaisseur de la dalle



**Figure II-4 : coupe de voile en élévation**

## Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

---

➤ **le sous-sol :  $h_e = h - e_p \Rightarrow h_e = 300 - 20 = 280\text{cm}$**

$$a \geq \frac{280}{20} = 14\text{cm}$$

On prend **a = 20cm**

➤ **les étages courants :  $h_e = h - e_p \Rightarrow h_e = 360 - 20 = 240\text{cm}$**

$$e \geq \frac{340}{20} = 17\text{cm}$$

On prend **a = 20cm**

### **a).2 largeur minimale :**

La largeur minimale  $L_{\min}$  du voile doit satisfaire la condition suivante :

$$L_{\min} \geq 4 * a$$

$$\Rightarrow l_{\min} \geq 4 * 20 = 80\text{cm}$$

on prend  **$l_{\min} = 100\text{cm}$**

**$L_{\min}$**  : Portée minimale des voiles.

### **❖ Vérification des exigences du RPA 99 version 2003 (Art 7.7.1) :**

On a :  $a = 20\text{cm} \Rightarrow a \geq 15\text{cm} \rightarrow$  condition vérifiée.

On a :  $l_{\min} = 100\text{cm} \Rightarrow L_{\min} \geq 80\text{cm} \rightarrow$  condition vérifiée.

### **b) voile en U :**

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

➤ **le sous-sol :  $h_e = h - e_p \Rightarrow h_e = 300 - 20 = 280\text{cm}$**

$$a \geq \frac{280}{25} = 11.2\text{cm}$$

On prend **a = 20cm**

➤ **les étages courants :  $h_e = h - e_p \Rightarrow h_e = 360 - 20 = 240\text{cm}$**

$$e \geq \frac{340}{25} = 13.6\text{cm}$$

On prend **a = 20cm**

## Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

---

### a).2 largeur minimale :

La largeur minimale  $L_{min}$  du voile doit satisfaire la condition suivante :

$$L_{min} \geq 4 * a$$

$$\Rightarrow l_{min} \geq 4 * 20 = 80\text{cm}$$

on prend  $l_{min} = 100\text{cm}$

**$L_{min}$**  : Portée minimale des voiles.

### ❖ Vérification des exigences du RPA 99 version 2003 (Art 7.7.1) :

On a :  $a = 20\text{cm} \Rightarrow a \geq 15\text{cm} \rightarrow$  condition vérifiée.

On a :  $l_{min}=100\text{cm} \Rightarrow L_{min} \geq 80\text{cm} \rightarrow$  condition vérifiée

### 🔗 Les charges réglementaires :

Les charges réglementaires sont:

Les charges permanentes qui présentent le poids propre.

Les charges d'exploitation ou surcharges.

### a) Les charges permanentes :

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le Document Technique Règlementaire (D.T.R) des charges permanentes et charges d'exploitation.

### c) Les charges d'exploitation :

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un ouvrage à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.



## Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

a)-1 Charges permanentes :

a)1.1 Toiture :

Eléments	G(KN/m <sup>2</sup> )
Tuiles mécaniques	0.4
Chevrans et pannes	0.12
Murs pignons(cloison)	0.9
	<b>G<sub>T</sub>= 1.42</b>

a).1.2Plancher étage courant (corps creux) :

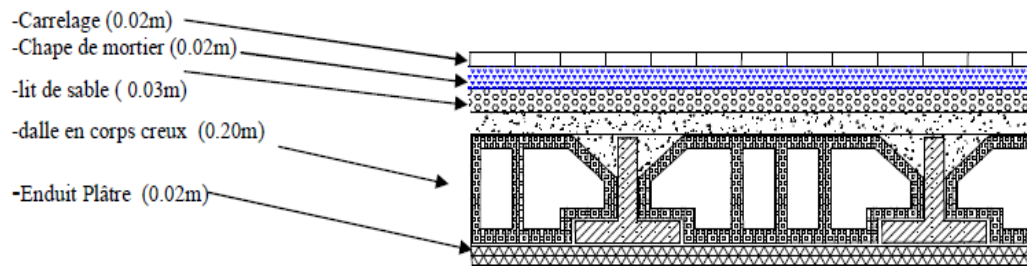


Figure II-5 : coupe vertical d'un plancher

N°	Eléments	Epaisseur en(cm)	G(KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage et mortier de pose	2	0.84
2	Couche de sable	2	0.36
3	Plancher en corps creux	16+4	2.9
4	Plâtre	2	0.2
5	Cloison de distribution	10	1
			<b>G<sub>ec</sub>= 5.3</b>

## Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

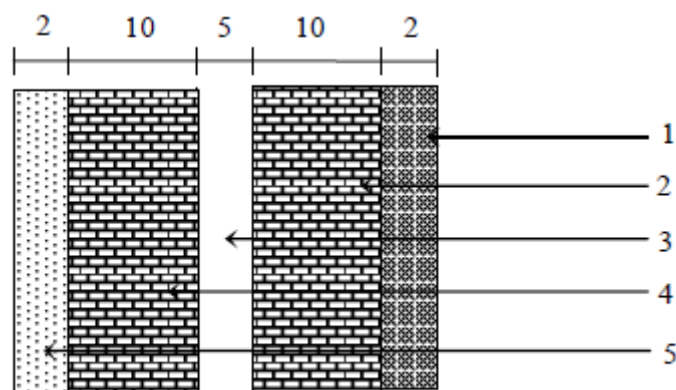
### a).1.3 Dalle pleins étage courant :

N°	Eléments	Epaisseur en (cm)	G(KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	2	0.44
2	Mortier de pose	2	0.4
3	Couche de sable	2	0.36
4	Dalle pleine	15	3.75
5	Enduit de plâtre	2	0.2
			<b>G<sub>dp</sub> = 5.15</b>

### a).1.4 Dalle pleine terrasse :

N°	Eléments	Epaisseur en (cm)	G(KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	2	0.44
2	Mortier de pose	2	0.4
3	Couche de sable	2	0.36
4	Dalle pleine	20	3.75
5	Enduit de plâtre	2	0.2
			<b>G<sub>dpt</sub> = 5.15</b>

### a).1.5 Mur extérieur :



**Figure II-6 : coupe vertical d'un mur extérieure**

## Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

N°	Eléments	Epaisseur en(cm)	G(KN/m²)
1	Enduit extérieur de ciment	2	0.36
2	Brique creuse	10	0.9
3	Lame d'air	5	/
4	Brique creuse	10	0.9
5	Enduit intérieur de plâtre	2	0.2
			<b>G<sub>m ext</sub>=2.36</b>

### a).1.6 Mur intérieur :

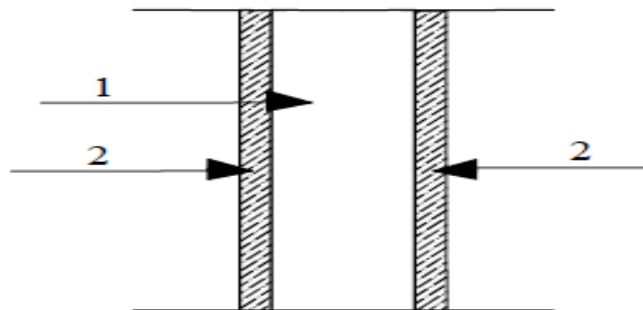


Figure II.7 : coupe vertical d'un mur intérieur

N°	Eléments	Epaisseur en (cm)	G(KN/m²)
2	Enduit en plâtre	2	0.2
1	Brique creuse	10	0.9
2	Enduit en plâtre	2	0.2
			<b>G<sub>m int</sub>=1.3</b>

### a)1.7Balcon en dalle pleine :

N°	Eléments	Epaisseur en (cm)	G(KN/m²)
1	Revêtement en carrelage	2	0.44
2	Mortier de pose	2	0.4
3	Couche de sable	2	0.36
4	Dalle pleine	15	3.75
5	Enduit en mortier ciment	2	0.44
			<b>G<sub>bal</sub> = 5.39</b>

### b) Surcharges d'exploitation :

Sont données par le (DTR **B.C.2.2**) comme suit :

- Plancher toiture..... $Q=1\text{KN/m}^2$
- Plancher à étage courant à usage d'habitation..... $Q=1.5\text{KN/m}^2$
- Plancher du RDC..... $Q=1.5\text{KN/m}^2$
- Plancher du sous sol à usage parking ..... $Q= 1.5 \text{ KN/m}^2$
- Escalier ..... $Q=2.5\text{KN/m}^2$
- Balcon ..... $Q=3.5\text{KN/m}$

### II.5 Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en compression simple.

On effectuera le calcul pour le poteau le plus sollicité (ayant la plus grande surface d'influence), En supposant que le béton seul reprend la totalité des charges.

La combinaison des charges et des surcharges sera exprimée par la relation suivante :

$$N_s = G + Q$$

$N_s$  : l'effort de compression revenant au poteau le plus sollicité, Il sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles du **BAEL 91**.

$G$  : charges permanentes

$Q$  : surcharges d'exploitations

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$S = \frac{N_s}{\tau_{bc}}$$

$\sigma_{bc}$  : min (contrainte de compression du béton ).

$N_s$  : Effort normal revenant au poteau considéré.

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{Mpa}$$

### Remarque :

Pour qu'on puisse effectuer les calculs, on prend dans le premier temps la section minimale exigée par RPA 99 version 2003 pour zone forte sismicité (30\*30) cm<sup>2</sup>.

### II.5.1 Calcul de surface d'influence revenant au poteau le plus sollicité :

#### a)le plancher :

- surface d'influence revenant au poteau de RDC :

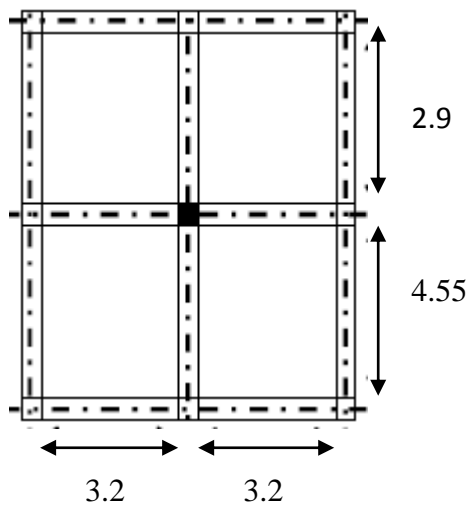


Figure II-8: Surface d'influence

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

Avec:

$$S_1 = S_2 = 1,6 \times 1,45 = 2,32\text{m}$$

$$S_3 = S_4 = 1,6 \times 2,275 = 3,64\text{m}$$

$$\text{Donc: } S_{\text{tot}} = 2(2,32) + 2(3,64) = 11,92\text{m}^2.$$

$$S_{\text{tot}} = 11.92\text{m}^2$$

## Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

---

### ➤ Calcul du poids propre des éléments:

#### a) poids propre des poutres :

- **poutres principales :**

Pour les poutres principales de SS,RDC ,et étages courants :

$$G_{PP} = 25 \times (0,3 \times 0,4) \times (1,6 + 1,6) = 9,6\text{KN}$$

- **Poutres secondaires :**

Pour les poutres secondaires de SS, RDC, et étages courants :

$$G_{PS} = 25 \times (0,3 \times 0,3) \times (1,45 + 2,225) = 9,65\text{KN}$$

- **Poutre toiture sens des poutres secondaires :**

$$G_{PP} = 25 \times (0,3 \times 0,3) \times (1,6 + 1,6) = 7.2 \text{ KN}$$

- **Poutre toiture sens des poutres secondaires ::**

$$G_{PS} = 25 \times (0,3 \times 0,3) \times (1,45 + 2,225) = 8.268\text{KN}$$

On aura alors le poids des poutres :

$$G_P = G_{PP} + G_{PS} + G_{PTP} + G_{PTS} = 9,6 + 9,65 + 7.2 + 8.268 = 25.118\text{KN}$$

#### b) poids propre des poteaux :

$$G_{POT\ SS} = 25 \times (0,3 \times 0,3) \times 3 = 6,75\text{KN}$$

$$G_{Pot\ etage+RDC} = 25 \times (0,3 \times 0,3) \times 3,06 = 6,88 \text{ KN}$$

#### c) poids propre des planchers:

\*toiture:

$$G_t = G_T \times S_{tot} = 1,42 \times 11,92 = 16,93\text{KN}$$

\*Plancher étage ( SS + RDC + étage courant) :

$$G = G_{ec} \times S = 5,3 \times 11,92 = 63,18 \text{ KN}$$

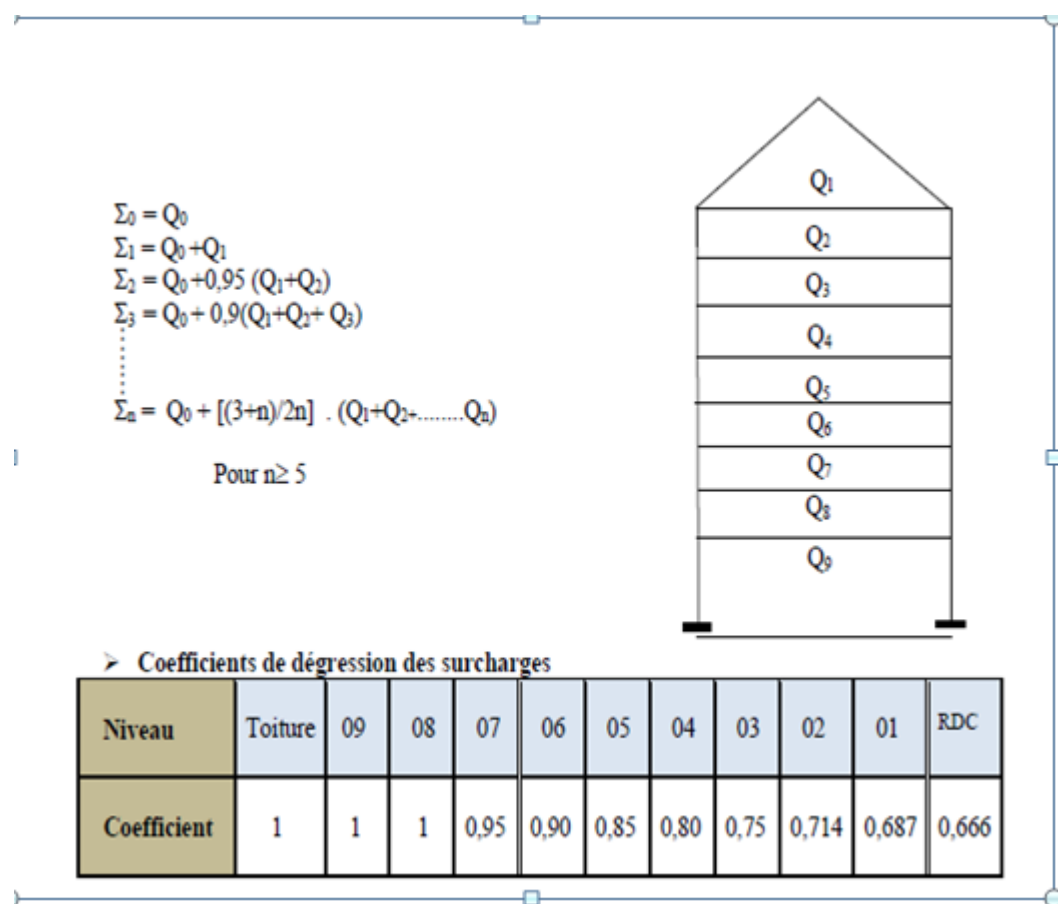
## Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

### Loi de dégression de charge en fonction du nombre d'étage:

Loi de dégression des charges d'exploitation D.T.R.B.C.22 :

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par les locaux industriels ou commerciaux ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression des charges.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est 05, ce qui est le cas du bâtiment étudié.



## Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

### II.5.2 Calcul des surcharges d'exploitation :

- **toiture :**

$$Q_0 = 1 \times 11,92 = 11,92 \text{ KN}$$

- **grenier 02 :**

$$Q_1 = Q_0 = 11,92 \text{ KN}$$

- **grenier01 :**

$$Q_0 + Q_1 + Q_2 = 11,92 + 11,92 + 17,88 = 41,72 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } Q_2 = Q_3 = Q_4 = \dots = Q_9 = Q_{10} = 1,5 \times 11,92 = 17,88 \text{ KN}$$

- **6<sup>ème</sup> étage :**

$$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 11,92 + 0,95(11,92 + 2 \times 17,88) = 57,22 \text{ KN}$$

- **5<sup>ème</sup> étage :**

$$Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 11,92 + 0,9(11,92 + 3 \times 17,88) = 70,92 \text{ KN}$$

- **4<sup>ème</sup> étage :**

$$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 11,92 + 0,85(11,92 + 4 \times 17,88) = 82,84 \text{ KN}$$

- **3<sup>ème</sup> étage :**

$$Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 11,92 + 0,8(11,92 + 5 \times 17,88) = 92,97 \text{ KN}$$

- **2<sup>ème</sup> étage :**

$$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 11,92 + 0,75(11,92 + 6 \times 17,88) = 101,32 \text{ KN}$$

- **1<sup>er</sup> étage :**

$$Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 11,92 + 0,71(11,92 + 7 \times 17,88) = 109,25 \text{ KN}$$

- **RDC**

$$Q_0 + 0,68(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 11,92 + 0,68(11,92 + 8 \times 17,88) = 117,32 \text{ KN}$$

- **S-S**

$$Q_0 + 0,66(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 11,92 + 0,66(11,92 + 9 \times 17,88) = 125,99 \text{ KN}$$



## Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

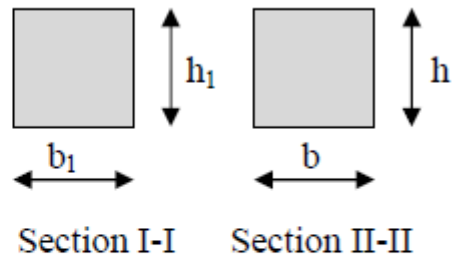
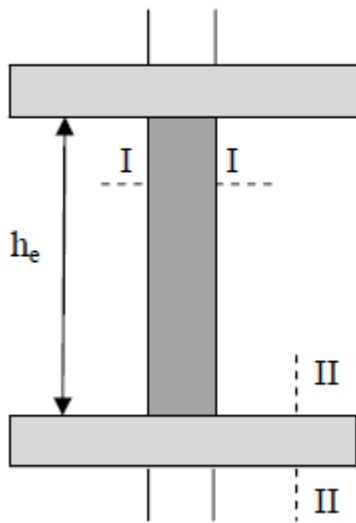
Niv	planch	poutr	pot	G <sub>pot</sub>	G <sub>cumm</sub>	Q <sub>pl</sub>	Q <sub>cumm</sub>	N=G <sub>c</sub> +Q <sub>c</sub>	S <sub>trouvé</sub>	S <sub>adap</sub>
g <sub>2</sub> +toit	19,63	19,25	6,885	89,31	42,14	23,84	23,84	65,98	67,48	30x30
g <sub>1</sub>	63,18	19,25	6,885	89,31	131,45	17,88	41,72	173,17	138,95	30x30
6	63,18	19,25	6,885	89,31	220,76	17,88	59,6	280,36	186,90	30x30
5	63,18	19,25	6,885	89,31	310,07	17,88	77,48	387,55	258,36	35x35
4	63,18	19,25	6,885	89,31	399,38	17,88	95,36	530,38	353,58	35x35
3	63,18	19,25	6,885	89,31	488,69	17,88	113,24	601,93	401,28	35x35
2	63,18	19,25	6,885	89,31	578	17,88	131,12	709,12	472,74	40x40
1	63,18	19,25	6,885	89,31	667,31	17,88	149	816,31	544,20	40x40
RDC	63,18	19,25	6,885	89,31	756,62	17,88	166,88	923,49	615,66	40x40
s-s	63,18	19,25	6,75	89,50	846,12	17,88	184,76	1030,88	687,25	45x45

### II.5.3 Vérification des exigences du RPA :

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur ( $h_e$ ) en seul fois.

D'après l'article 7.4.1 RPA nous avons les dimensions minimales suivantes :

- $\min(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$  en zone III
- $\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $0,25 \leq \frac{b}{h} \leq 4$



\*poteaux ( 30 x30 ) du grenier 2:

$$\text{Min}(30 \times 30) \geq 30\text{cm}$$

$$\text{Min}(30 \times 30) \geq \frac{253}{20} = 12,65\text{cm}$$

$$0,25 \leq \frac{b}{h} = 1 \leq 4$$

## Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

\*poteaux sous-sol(45x45) :

$$\text{Min}(45 \times 45) \geq 30 \text{ cm}$$

$$h_e = 300 - 35 = 265 \text{ cm}$$

$$\min(b, h) = 45 > \frac{265}{20} = 13.25 \text{ cm}$$

\*poteaux RDC, 1, 2<sup>ème</sup> (40x40):

$$\text{Min}(40 \times 40) \geq 30 \text{ cm}$$

$$h_e = 306 - 35 = 271 \text{ cm}$$

$$\min(b, h) = 40 > \frac{271}{20} = 13.55 \text{ cm}$$

\*Poteaux 3, 4, 5<sup>ème</sup> (35x35):

$$\text{Min}(35 \times 35) \geq 30 \text{ cm}$$

$$h_e = 306 - 35 = 271 \text{ cm}$$

$$\min(b, h) = 35 > \frac{271}{20} = 13.55 \text{ cm}$$

\*poteaux 6, g<sub>1</sub> (30x30) :

$$\text{Min}(30 \times 30) \leq 30 \text{ cm}$$

$$h_e = 253 - 30 = 223 \text{ cm}$$

$$\min(b, h) = 30 > \frac{223}{20} = 11.15 \text{ cm}$$

les conditions du RPA sont vérifiées, toutes les sections des poteaux sont admissibles.

### II.5.5 Vérification au flambement (Art B.8.3.31 / BAEL 91 modifié 99)

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme, qui peut survenir dans les éléments comprimés de la structure lorsque ces derniers sont élancés.

Le calcul des poteaux au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50 \quad \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

$\lambda$  : Elancement du poteau.

$l_f$  : Longueur de flambement ( $l_f = 0,7 l_0$ ).....(2)

$l_0$  : Longueur libre du poteau.

## Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

$$i_{\min} : \text{Rayon de giration ( } i = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}} \text{ )} \dots \dots \dots (3)$$

$$I : \text{Moment d'inertie du poteau ( } I_{\min} = hb^3/12 \text{ )} \dots \dots \dots (4)$$

$$B : \text{Section transversale du poteau ( } B = b \times h \text{ )} \dots \dots \dots (5)$$

En remplaçant (2), (3), (4) et (5) dans (1) on trouve :

$$\lambda = 2,42 \frac{l_0}{b}$$

- **Poteau du plancher grenier 02 (30x30) :**

$$\lambda = 2,42 \frac{2,23}{0,30} = 7,43 \rightarrow \lambda < 50 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Poteau du plancher étage 6, grenier01 (30x30) :+**

$$\lambda = 2,42 \frac{2,71}{0,30} = 9,03 \rightarrow \lambda < 50 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Poteau du plancher étages courants 5,4,3 (35x35) :**

$$\lambda = 2,42 \frac{2,71}{0,35} = 7,74 \rightarrow \lambda < 50 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Poteau du plancher 2,1, RDC (40x40) :**

$$\lambda = 2,42 \frac{2,71}{0,40} = 6,77 \rightarrow \lambda < 50 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Poteau du plancher sous-sol (45x45) :**

$$\lambda = 2,42 \frac{2,55}{0,45} = 5,66 \rightarrow \lambda < 50 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas de risque de flambement.

### Introduction :

Le chapitre concerne le calcul des éléments de la structure autre que les éléments de Contreventement, qui sont : la charpente, les escaliers, les balcons, ainsi que les planchers.

### III-1) Calcul des planchers :

Notre projet est constitué des planchers en corps creux d'épaisseur (16+4) cm. Ils sont constitués de :

- 1- Nervures appelées poutrelles de section en té espacées de 65 cm.
- 2- Le Corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique et thermique sa hauteur est 16 cm.
- 3- Une dalle de compression en béton de 04 cm d'épaisseur. Elle est armée d'un quadrillage d'armature ayant pour but de:
  - ✓ Limiter les risques de fissuration par retrait
  - ✓ Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.
  - ✓ Réaliser un effet de réparation entre poutrelles voisines des charges, localisée notamment celles correspondant aux charges.

#### III-1-1-Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle sera armée d'un treillis soudé .Le treillis soudé à utiliser doit avoir des mailles de dimension au plus égale aux valeurs indiquées par le règlement ( BAEL .B6.8.423) qui sont :

- 20 [cm] : pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33 [cm] : pour les armatures parallèles aux poutrelles.

#### ➤ Calcul des armatures :

- ✓ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles:**

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \quad \text{Si } L \leq 50 \text{ [cm]}$$

$$A_{\perp} \geq \frac{4l'}{f_e} \quad \text{Si } 50 \leq L \leq 80 \text{ [cm]}$$

Dans notre cas  $L=65$ [cm], tel que :  $L$  : l'entraxe des poutrelles.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : } A_{\perp} = 5 \text{ T5/ml}$$

On adopte une section :  **$A = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$** , avec espacement :  **$e=20 \text{ cm}$** .

## Chapitre III : calcul des éléments secondaires

### ✓ Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : } A_{//} = 5\text{T5/ml.}$$

On adopte une section : **A = 0,98cm<sup>2</sup>/ml**, avec espacement : **e=20cm**.

### Conclusion :

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé de maille (200x200) mm<sup>2</sup> , avec : 5T5/ml.

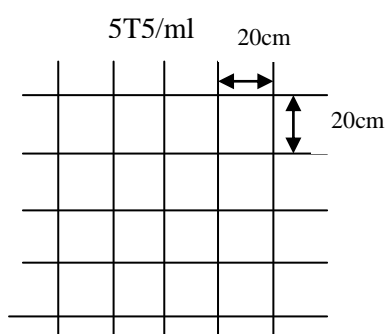
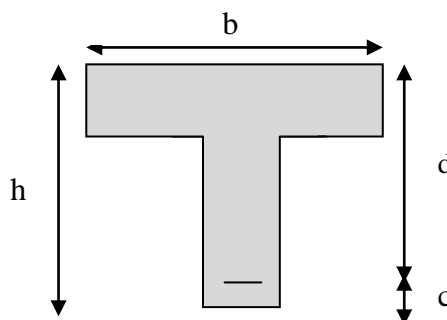


Figure III.1 : Treillis soudé

### III-1-2- Etude des poutrelles :

- **Dimensionnement :**

- b : largeur de la poutre.
- h : hauteur de la poutre.
- c : enrobage.
- d : hauteur utile.



Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties dont la longueur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives. Le calcul se fera en deux étapes : avant et après coulage de la dalle de compression.

#### a) Avant le coulage de la dalle de compression:

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

☐ Poids propre de la poutrelle .....  $G_1 = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml.}$

☐ Poids propre de corps creux .....  $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml.}$

$$\mathbf{G=0,12+0,62=0,74 \text{ KN/ml.}}$$

## Chapitre III : calcul des éléments secondaires

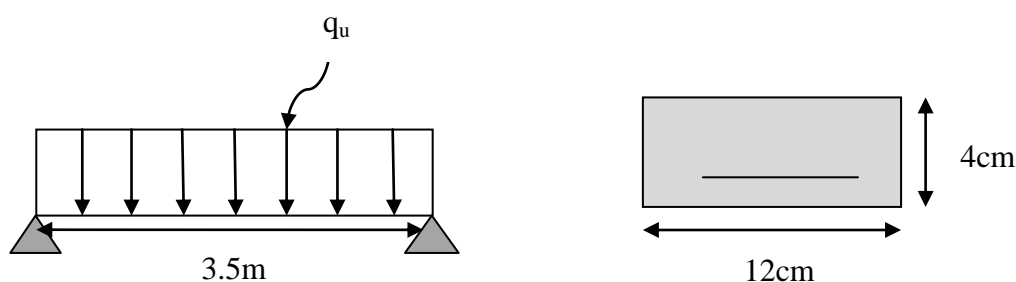
□ Poids de la main d'œuvre..... $Q = 1,00\text{KN/m}^2$

$$Q=1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN /ml.}$$

### ❖ Ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fera pour la plus longue travée (dans notre cas toutes les travées sont les mêmes)  $L = 3,50\text{m}$ .

#### • La combinaison de charge:



$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$q_u = 1,35 (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 0,65 = 1,974 \text{ kN/ml}$$

#### • Calcul du moment en travée :

$$M_u = q_u \frac{l^2}{8} = 1,974 \frac{3,5^2}{8} = 3,02 \text{ KN.m} \rightarrow M_u = 3,02 \text{ KN.m}$$

#### • Calcul de l'effort tranchant sur appuis :

$$T_u = q_u \frac{l}{2} = 1,974 \frac{3,5}{2} = 3,45 \text{ KN} \rightarrow T_u = 3,45 \text{ KN}$$

#### • Calcul des armatures :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{3,02}{0,12 \times 0,02^2 \times 14,2 \times 10^3} = 4,43 \rightarrow \mu_b > 0,392 \rightarrow \text{section doublement armée}$$

**NB:**

Comme la section de la poutrelle est très réduite on prévoit des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges et surcharges auxquelles elle est soumise avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 0,80 à 1,20m).

### **b-Après le coulage de la dalle de compression:**

- **Dimensionnement :**

b : distance entre axe des deux poutrelles.

h : hauteur de plancher en corps creux.

b<sub>0</sub> : largeur de la poutrelle.

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

b<sub>1</sub> : débord.

$b_1 = (b - b_0) / 2 = (65 - 12) / 2 = 26,5 \text{ cm.}$

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre continue, de section en T avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis.

- **Combinaison de charge :**

Nous considérons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable

Dans notre cas tout les plancher on la même charge et surcharge

- Poids propre de plancher : 5,3KN/m<sup>2</sup>.
- Charge d'exploitation de plancher : 1,5KN/m<sup>2</sup>.

\*G = 5,3 x 0,65 = 3,445KN/ml.

\*Q = 1,5 x 0,65 = 0,975KN/ml.

### **III-1-3. Choix de la méthode de calcul :**

Les efforts internes sont déterminés selon le type de plancher, à l'aide d'une de ces Méthodes usuelles :

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

#### **Méthode forfaitaire :**

##### **a) Domaine d'application de la méthode forfaitaire :**

Pour que la méthode forfaitaire soit applicable, il faut vérifier les hypothèses suivantes :

- La valeur de la charge d'exploitation respecte la condition suivante :

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

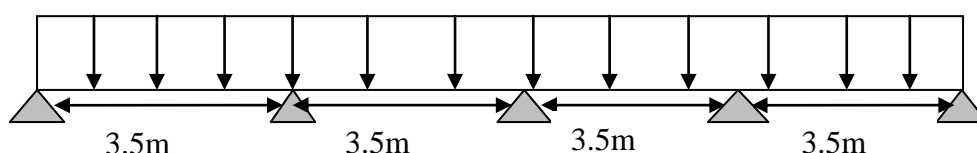
$$\left. \begin{array}{l} 2G=2 \times 3445=6,89 \text{ KN/ml} \\ Q=0,975 \text{ KN/ml} \end{array} \right\} \longrightarrow Q < \max (2G ; 5 \text{ KN}) \dots\dots \text{ (Condition vérifiée).}$$

- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées (constants).

$$I_i = I_{i+1} \dots\dots\dots \text{ (Condition vérifiée).}$$

- la fissuration est considérée comme non préjudiciable. (condition vérifiée).
- Les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 .

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \rightarrow \frac{3,5}{3,5} = 1 \dots\dots \text{ (Condition vérifiée).}$$



### Conclusion :

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

### ➤ Principe de la méthode :

Le principe de la méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et en appui à partir de la fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale de moment fléchissant en travée, celle-ci étant supposée isostatique de la même portée libre et soumise aux charges que la travée considérée.

- **Calcul de coefficient  $\alpha$ :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

$\alpha$  : rapport des charges d'exploitations (**Q**) à la somme des charges permanentes (**G**) et des surcharges d'exploitations (**Q**).

$$\alpha = \frac{0,975}{0,975+3,445} = 0,220$$

donc :  $\alpha = 0,220$  tel que  $0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3} = 0,66$ .



## Chapitre III : calcul des éléments secondaires

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

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

$M_t \geq [(1+0,3\alpha)/2]M_0 \rightarrow$  Dans une travée intermédiaire.

$M_t \geq [(1,2+0,3\alpha)/2]M_0 \rightarrow$  Dans une travée de rive.

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

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

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

$M_0$  : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

Les valeurs de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0,6M_0$  pour une poutre à deux travées.
  - $0,5M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
  - $0,4M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
- Dans notre cas une poutre sur (05) appuis, on aura le diagramme suivant :

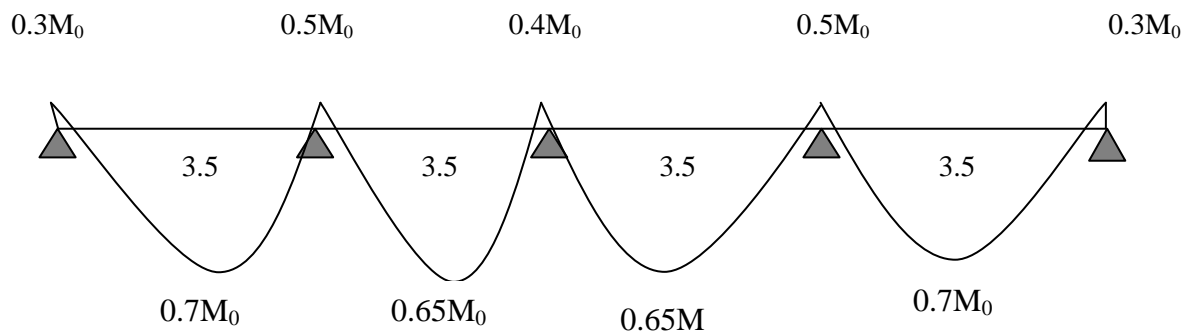


Figure III.2 : Diagramme des moments d'une poutre continue

❖ **Application de la méthode :**

➤ **A l'ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,445 + 1,5 \times 0,975 = 6,11 \text{ KN/ml} \rightarrow \mathbf{q = 1,974 \text{ KN/ml}}$$

❖ **Calcul des moments fléchissants:**

• **Calcul des moments isostatiques  $M_0$  à l'ELU:**

$$M_{01} = M_{02} = M_{03} = M_{04} = q_u \frac{l^2}{8} = 6,11 \frac{3,5^2}{8} = 9,35 \text{ KNm.}$$

(puisque les travées ont les mêmes longueurs).

• **Calcul des moments sur appuis :**

$$0,3 M_0 = 0,3 \times 9,35 = 2,805 \text{ KNm}$$

$$0,5 M_0 = 0,5 \times 9,35 = 4,675 \text{ KNm}$$

$$0,4 M_0 = 0,4 \times 9,35 = 3,740 \text{ KNm}$$

• **Calcul des moments en travée:**

$$\text{On a: } 1 + 0,3 \alpha = 1 + (0,3 \times 0,220) = 1,066.$$

$$1,2 + 0,3 \alpha = 1,2 + (0,3 \times 0,220) = 1,266.$$

**\*travée de rive:**

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} M_0 = \frac{1,266}{2} M_0 = 0,633 M_0 \rightarrow M_t \geq 0,633 M_0$$

$$M_t + \frac{0,3 M_0 + 0,5 M_0}{2} \geq \max [1,066 M_0 ; 1,05 M] \rightarrow M_t + 0,4 M_0 \geq 1,066 M_0$$

$$M_t \geq 0,666 M_0 \text{ on prend : } \mathbf{M_t = 0,7 M_0}$$

**\*travée intermédiaire:**

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3 \alpha}{2} M_0 = \frac{1,066}{2} M_0 = 0,533 M_0 \rightarrow M_t \geq 0,533 M_0$$

$$M_t + \frac{0,5 M_0 + 0,4 M_0}{2} \geq \max [1,066 M_0 ; 1,05 M] \rightarrow M_t + 0,45 M_0 \geq 1,066 M_0$$

$$M_t \geq 0,616 M_0 \text{ on prend : } \mathbf{M_t = 0,65 M_0}$$

- Calcul des efforts tranchants :

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

$$T_e = T_w - q_u l$$

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

Travées	1	2	3	4
$M_w$ (KN.m)	2,805	4,675	3,74	4,675
$M_e$ (KN.m)	4,675	3,74	4,675	2,805
$T_w$ (KN)	10,158	10,959	10,425	11,226
$T_e$ (KN)	-11,227	-10,426	-10,96	-10,158
$M_t$ (KN.m)	6,545	6,077	6,077	6,545

**Tableau III.1 : les efforts tranchants et les moments fléchissant dans les différentes travées .**

**Travée 01 :**

$$T_w = \frac{2,805 - 4,675}{3,5} + \frac{6,11 \times 3,5}{2} = 10,158 \text{ KN} \rightarrow T_w = 10,158 \text{ KN}$$

$$T_e = 10,158 - (6,11 \times 3,5) = -11,227 \text{ KN} \rightarrow T_e = -11,227 \text{ KN}$$

**Travée 02 :**

$$T_w = \frac{4,675 - 3,74}{3,5} + \frac{6,11 \times 3,5}{2} = 10,959 \text{ KN} \rightarrow T_w = 10,959 \text{ KN}$$

$$T_e = 10,959 - (6,11 \times 3,5) = -10,426 \text{ KN} \rightarrow T_e = -10,426 \text{ KN}$$

**Travée 03 :**

$$T_w = \frac{3,74 - 4,675}{3,5} + \frac{6,11 \times 3,5}{2} = 10,425 \text{ KN} \rightarrow T_w = 10,425 \text{ KN}$$

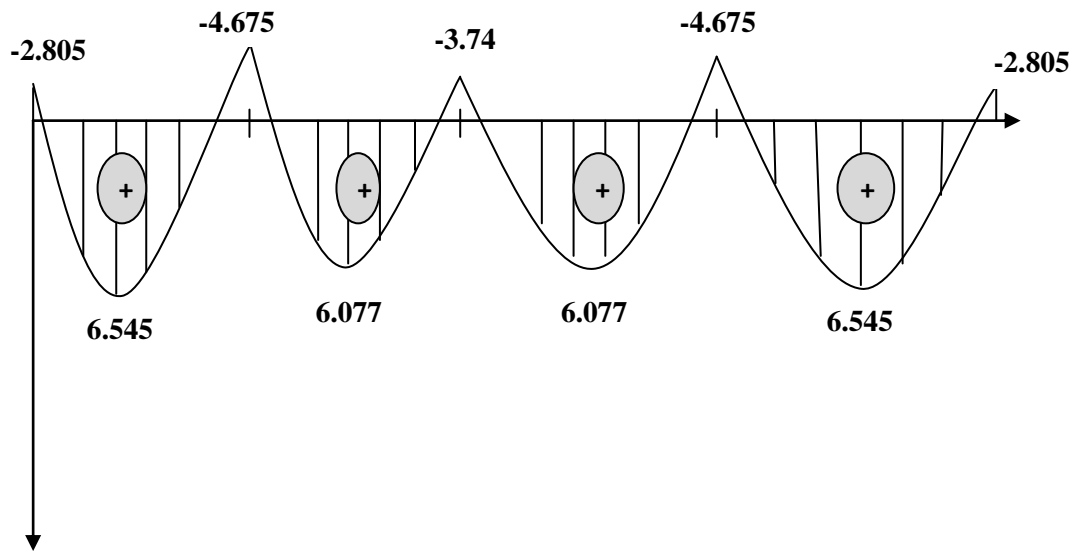
$$T_e = 10,425 - (6,11 \times 3,5) = -10,96 \text{ KN} \rightarrow T_e = -10,96 \text{ KN}$$

**Travée 04 :**

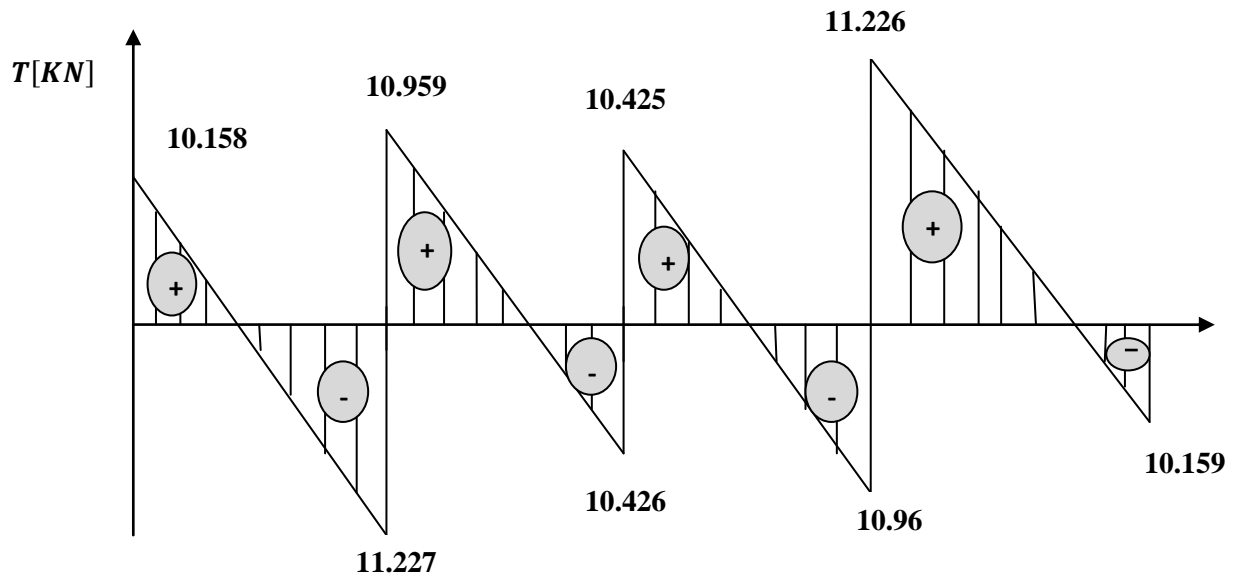
$$T_w = \frac{4,675 - 2,805}{3,5} + \frac{6,11 \times 3,5}{2} = 11,226 \text{ KN} \rightarrow T_w = 11,226 \text{ KN}$$

$$T_e = 11,226 - (6,11 \times 3,5) = -10,159 \text{ KN} \rightarrow T_e = -10,159 \text{ KN}$$

✓ **diagramme des moments :**



✓ **diagramme des efforts tranchants :**



**Figure III.3 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :**

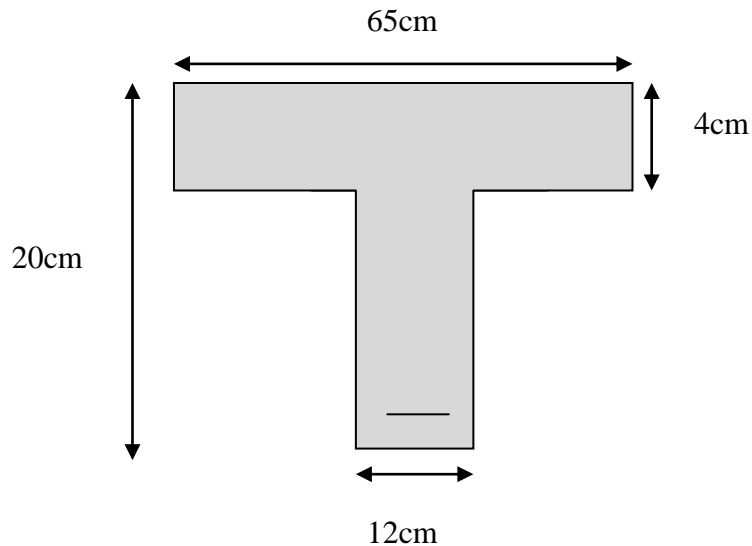
### III-1-4 Ferrailage de la poutrelle à l'ELU :

#### ➤ calcul des armatures :

Le ferrailage se fera en considérant le moment maximal :

-En travée :  $M_{\max}^t = 6,545 \text{ KNm}$ .

-Sur appui :  $M_{\max}^a = 4,675 \text{ KNm}$ .



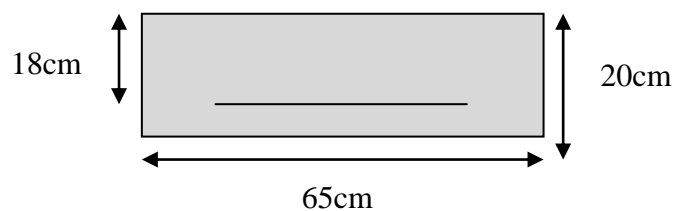
#### a) Armatures en travée :

On calcule d'abord le moment équilibré par la table de compression :

$$M_t = b h_0 \frac{d - h_0}{2} f_{bc}$$

$$M_t = 0,65 \times 0,04 \times \frac{0,18 - 0,04}{2} \times 14,20 \times 103 = 59,072 \text{ KNm}$$

$M_t = 59,072 \text{ KNm} > M_{\max}^t = 6,545 \text{ KNm} \rightarrow$  L'axe neutre tombe dans la table de compression d'où la section se calcule comme une section rectangulaire  $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ .



## Chapitre III : calcul des éléments secondaires

$$\mu_u = \frac{M_{\max}^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{6,545 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,20} = 0,022$$

$$\mu_u = 0,022 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A (Section Simplement Armée).}$$

$$\mu_u = 0,022 \rightarrow \beta = 0,989 \text{ (donnée par le tableau).}$$

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{6,545 \times 10^3}{0,989 \times 18 \times 34,8} = 1,056 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 1,056 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 3 \text{ HA10} = 2,35 \text{ cm}^2$$

### b) Armatures aux appuis :

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ).

$$\mu_u = \frac{M_{\max}^a}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{4,675 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,20} = 0,084$$

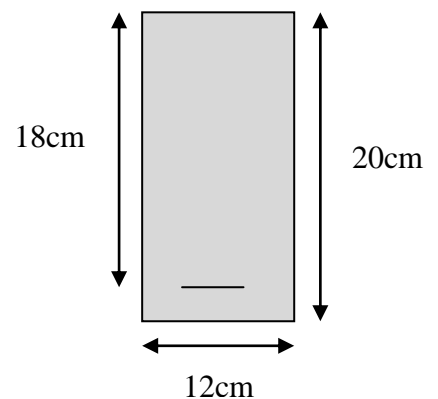
$$\mu_u = 0,084 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A (Section Simplement Armée).}$$

$$\mu_u = 0,084 \rightarrow \beta = 0,956 \text{ (donnée par le tableau).}$$

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{4,675 \times 10^3}{0,956 \times 18 \times 34,8} = 0,78 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 0,78 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 1 \text{ HA12} = 1,13 \text{ cm}^2$$



### c) Calcul des armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures est donné par la formule suivante :

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \Phi_l \right)$$

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 12 \right) = 0,571 \text{ cm} \rightarrow \text{les armatures transversales seront réaliser}$$

$$\text{par un trier de } \Phi_t = 8 \text{ mm} \quad A_t = 2 \Phi 8 = 1,00 \text{ cm}^2$$

### d) Espacement des armatures transversales :

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

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{b_0 \times 0,4} = \frac{0,85 \times 400}{12 \times 0,4} = 70,83\text{cm}$$

$$S_t = 16,2\text{cm} < 70,83\text{cm} \rightarrow \text{vérifiée donc on prend: } S_t = 15\text{cm}.$$

### III-1-5 Vérification à l'ELU :

#### ❖ Vérification de la contrainte tangentielle : (Art.A.5.1.1/BAEL91modifié99)

Lorsque les armatures transversales sont droites  $\alpha=90^\circ$  on doit vérifier que :

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

$$\bar{\tau}_u = \min (3,25\text{MPa} ; 5\text{MPa}) = 3,25\text{MPa} \rightarrow \text{fissuration peut nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 d} = \frac{11,226 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,519\text{MPa}.$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

#### ❖ Vérification de non fragilité du béton : (Art.A.4.2.1 / BAEL91modifié99)

##### • En travée :

$$A_{\min} = \frac{0,23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41\text{cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 2,35\text{cm}^2 \\ A_{\min} = 1,41\text{cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow \text{donc : } A_{\min} < A_t \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

##### • Aux appuis:

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

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 1,13\text{cm}^2 \\ A_{\min} = 0,26\text{cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow \text{donc : } A_{\min} < A_t \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

## Chapitre III : calcul des éléments secondaires

### ❖ Vérification de la contrainte d'adhérence :

On doit vérifier que :  $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0,9d \sum u_i} = \frac{11.226 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 12\pi} = 1.83 \text{ MPa}$$

$u_i$  = périmètre des barres

$$u_i = 2 \times 3,14 \times 6 = 12\pi$$

$$\overline{\tau_{es}} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{avec : } \psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA.}$$

Donc :  $\tau_{se} = 1,83 \text{ MPa} < \overline{\tau_{es}} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$

### ❖ Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art.5.3.313/BAEL91modifié99)

On doit vérifier que :

$$V_{u\max} = \frac{0,4ab_0f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :  $a=0,9d=0,9 \times 18=16,2 \text{ cm.}$

$$V_{u\max} = \frac{0,4 \times 16,2 \times 12 \times 2,5}{1,5} = 129,6 \text{ KN.}$$

#### • Appuis de rive :

$$V_{u\max} = 10,158 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

#### • Appuis intermédiaire:

$$V_{u\max} = 11,226 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$



## Chapitre III : calcul des éléments secondaires

### ❖ Influence sur les armatures inférieures : (Art5.4.321/BAEL91)

$$A \geq \frac{V_{\text{umax}} + \frac{M_{\text{max}}}{0,9d}}{\sigma_s} = \frac{y_s}{f_e} \left( V_{\text{umax}} + \frac{M_{\text{max}}}{0,9d} \right)$$

- **Appuis de rive :**  $V_{\text{umax}} = 10,158\text{KN}$ ,  $M_{\text{max}} = -2,805\text{KN}$

$$A \geq \frac{1,15}{400} \left( 10,158 \times 10^3 - \frac{2,805 \times 10^6}{162} \right) = -0,205\text{cm}^2 < 0 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Appuis intermédiaire :**  $V_{\text{umax}} = 11,226\text{KN}$ ,  $M_{\text{max}} = -4,675\text{KN}$

$$A \geq \frac{1,15}{400} \left( 11,226 \times 10^3 - \frac{4,675 \times 10^6}{162} \right) = -0,506\text{cm}^2 < 0 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### ❖ Calcul des scellements droit : (Art A.6.1.21/ BAEL91)

La longueur du scellement droit est donnée par la formule suivante :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{0,4 \bar{\tau}_{sc}}$$

Avec :  $\bar{\tau}_{sc} = 0,6 \psi_s f_{t28}$  : coefficient de scellement

.

$\psi_s = 1,5$  pour les barres à haute adhérence

$$\bar{\tau}_{sc} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$\text{D'où : } l_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,835} = 352,7\text{mm} \longrightarrow l_s = 40\text{cm.}$$

$$l_c = 0,4 l_s = 0,4 \times 40 = 16\text{cm} \longrightarrow \text{donc : } l_c = 16\text{cm.}$$

### ❖ Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :

on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc \text{ max}} = \frac{V_{o\text{max}}}{b_0 a} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

avec :  $a = 0,9d$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bc \max} &= \frac{11,226 \times 10^3}{120 \times 162} = 0,57 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} &= 1,3 \frac{f_c}{\gamma_b} = 1,3 \frac{28}{1,5} = 21,67 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \sigma_{bc \max} < \bar{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### III.1.6 Vérification à l'ELS :

#### ➤ Calcul des moments isostatiques :

$$q_s = 1,39 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 1,39 \frac{3,5^2}{8} = 2,12 \text{ KN.m} \longrightarrow M_0 = 2,12 \text{ KN.m}$$

On a:

#### • Les moments en travées:

$$M_{t12} = M_{t45} = 0,7M_0 = 1,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{t23} = M_{t3} = 0,65M_0 = 1,378 \text{ KN.m}$$

#### • Les moments sur appuis:

$$\text{Appuis 1} = \text{Appuis 5} = 0,3M_0 = 0,3 \times 2,12 = 0,636 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis 2} = \text{Appuis 4} = 0,5M_0 = 0,5 \times 2,12 = 1,060 \text{ KN.m}$$

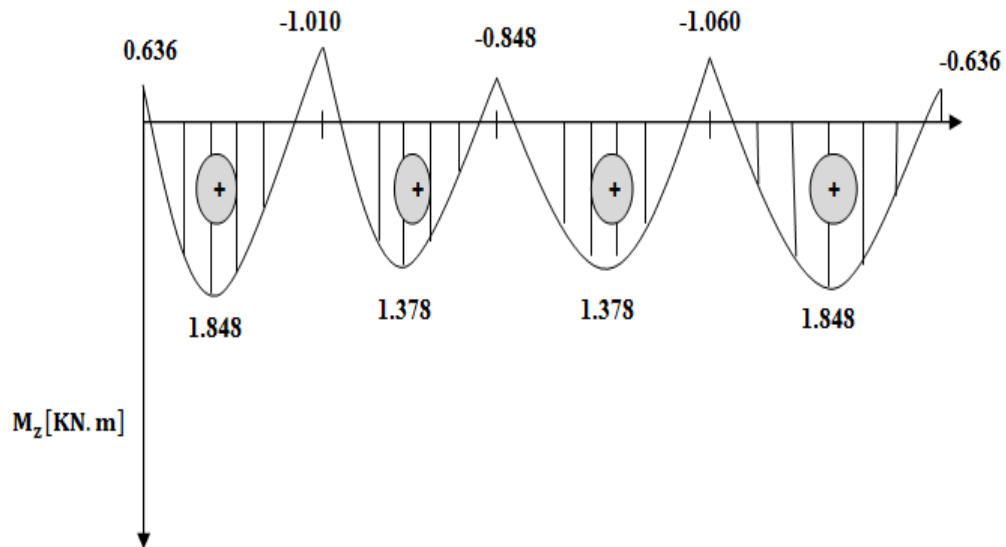
$$\text{Appuis 3} = 0,4M_0 = 0,4 \times 2,12 = 0,848 \text{ KN.m}$$

#### ➤ Calcul des efforts tranchants :

Travée	1	2	3	4
$M_w$	0,636	1,060	0,848	1,060
$M_e$	1,060	0,848	1,060	0,636
$T_w$	2,310	2,493	2,371	2,553
$T_e$	-2,555	-2,372	-2,490	-2,312
$M_t$	1,848	1,378	1,378	1,848

**Tableau III.2 : Moment et effort tranchant**

❖ Diagramme des moments fléchissant :



❖ Diagramme des efforts tranchants :

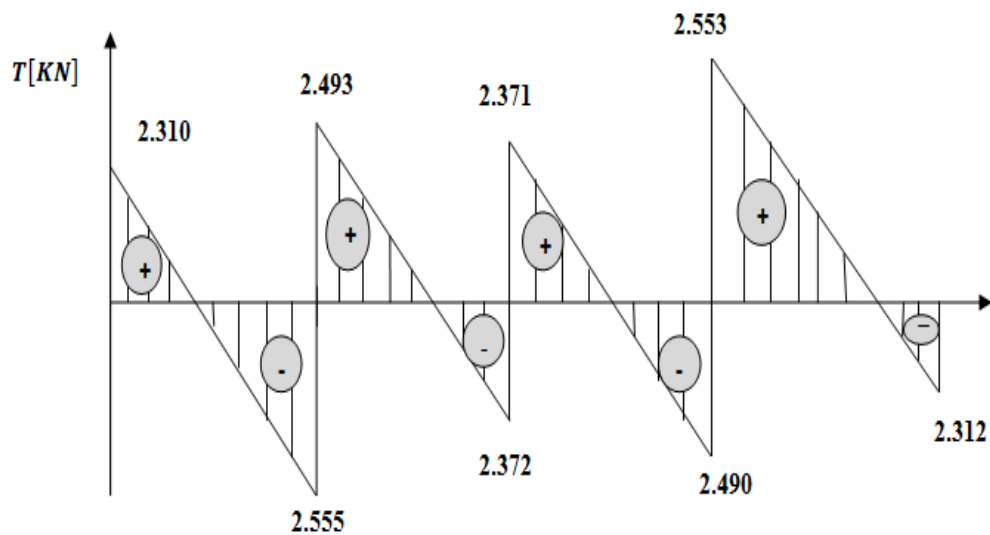


Figure III.4 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissants.

## Chapitre III : calcul des éléments secondaires

### ➤ Vérification de la résistance du béton à la compression :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ .

$$\text{Et : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_{st}}$$

$\beta$  ;  $k_1$  : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de  $\rho$ , qui égale à :  $\rho = \frac{100 A_{st}}{d b_0}$

#### 1) Sur appuis :

La section d'armatures adoptée aux appuis :

$$A_s = 1\text{HA}12 = 1,13\text{cm}^2.$$

$$\rho = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 18} = 0,52 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} \beta = 0,8915 \\ K_1 = 31,08 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{1,06 \times 10^6}{0,8915 \times 180 \times 1,13 \times 10^2} = 58,456\text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{58,456}{31,08} = 1,88\text{MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 1,88\text{MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \end{cases} \quad \longrightarrow \quad \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### 2) En travée :

La section d'armatures adoptée en travée :

$$A_s = 3\text{HA}10 = 2,35\text{cm}^2.$$

$$\rho = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,09 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} \beta = 0,856 \\ K_1 = 19,72 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{1,848 \times 10^6}{0,856 \times 180 \times 2,35 \times 10^2} = 51,03 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{51,03}{16=9,72} = 2,58 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 2,58 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right. \longrightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS

### ➤ Etat limite de déformation :

Les règles de BAEL (B.6.5.2) précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t^s}{10 M_0} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Avec : h : hauteur totale (20cm).	→	h = 20cm
L : portée entre nus d'appuis ;	→	L = 320cm
M <sub>t</sub> : moment max en travée ;	→	M <sub>t</sub> = 1,848 KN.m
M <sub>0</sub> : moment max de la travée isostatique ;	→	M <sub>0</sub> = 2,12 KN.m
A : section des armatures ;	→	A = 2,35 cm <sup>2</sup>
b <sub>0</sub> : largeur de la nervure ;	→	b <sub>0</sub> = 12cm
d : hauteur utile de la section droite ;	→	d = 18cm

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{20}{320} = 0,0625 \\ \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right\} \frac{h}{L} = \frac{1}{16} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{M_t^s}{10 M_0} = \frac{1,848}{10 \times 2,12} = 0,087 \longrightarrow \frac{h}{L} < \frac{M_t^s}{10 M_0} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{A}{b_0 d} &= \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,0108 \\ \frac{4,2}{f_e} &= \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{aligned} \right\} \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \text{condition non vérifiée}$$

les conditions ne sont pas vérifiées , donc le calcul de la flèche est nécessaire.

### • Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$F_V = \frac{M_t^{ser} l^2}{10 E_v I_{FV}} < \frac{l}{500}$$

Avec :

$E_v$  : Module de la déformation diffère.

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

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa.}$$

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

### • Aire de la section homogénéisée:

$$B_0 = B + \eta A = b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15 A_{st}$$

Avec :

$B_0$  : Section du béton.

$A$  : Section d'armature tendue.

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) 4 + 15 \times 2,35 = 487,25 \text{ cm}^2 \longrightarrow B = 487,25 \text{ cm}^2$$

### • Moment statique de section homogénéisée par rapport a XX':

$$S_{/XX'} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_{st} d$$

$$S_{/XX'} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2,36 \times 18 = 3458,5 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{/XX'}}{B_0} = \frac{3458,5}{487,25} = 7,09 \text{ cm} \quad V_1 : \text{position de l'axe neutre.}$$

$$V_2 = (h - V_1) = 20 - 7,09 = 15,91 \text{ cm}$$

## Chapitre III : calcul des éléments secondaires

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,09^3 + 15,91^2) + (65 - 12)4 \left[ \frac{4^2}{12} + \left( 7,09 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2,35 (12,91 - 2)^2$$

$$I_0 = 20014,37 \text{ cm}^2$$

Tel que :  $I_0$  : moment d'inertie de la section homogénéisée).

$l$  = la portée libre mesurée d'appuis de la travée considérés.

$\rho$  : le rapport des aciers tendus de celui de la section utile de la nervure.

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,01$$

La contrainte dans les aciers tendus est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{b_1 d A} = \frac{1,848 \times 10^6}{0,982 \times 180 \times 235} = 44,48 \text{ MPa.}$$

Calcul de coefficient :

$$\lambda_V = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,01 \left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right)} = 1,64$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,01 \times 44,48 + 2,1} = 0,947$$

$$I_{FV} = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \lambda_V} = \frac{1,1 \times 20014,17}{1 + 0,947 \times 1,64} = 7839,22 \text{ cm}^4.$$

Donc :

$$F_V = \frac{1,848 \times 10^2 \times 350^2}{10 \times 1081,887 \times 7839,22} = 0,266 < \frac{1}{500} = \frac{350}{500} = 0,700$$

$$F_V < \frac{l}{500} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'état ultime sont suffisantes alors les poutrelles seront ferrillées comme suite :

**En travée : 3HA10.**

**Aux appuis : 1HA12.**

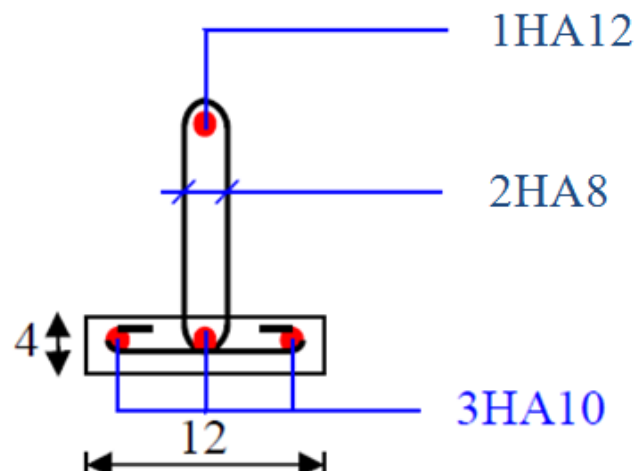


Figure III.5 : Ferrailage de la poutrelle

### III-2) Les balcon :

Le balcon est considéré comme une console encastré au niveau de la poutre de rive.

(16+4) coulé sur place qui est muni de poutres de chaînage et le deuxième type en dalle pleine.

#### III-2-1) Etude du balcon dalle pleine :

- **Dimensionnement du balcon :**

Il sera assimilé à une console encastré au niveau de la poutre de rive réalisé en dalle pleine. Le calcul se fera sous les sollicitations suivantes :

GetQ : charges et surcharges verticales revenant aux balcons.



## Chapitre III : calcul des éléments secondaires

### Cas01 :L = 135cm (dalle pleine étage courant)

L'épaisseur du balcon de l'étage courant est déterminée comme suit :

$$e_p \geq \frac{L}{10} \text{ [m]}$$

$L$  : Longueur de balcon.

$$e_p \geq \frac{135}{10} = 13,5\text{cm} \longrightarrow \text{on prend : } e_p = 15\text{cm.}$$

### III-2-1-a) Détermination des charges et des surcharges :

#### ✓ Charges permanentes :

- Poids propre de la dalle :  $G = 5.15 \text{ KN/m}^2$
- Poids du garde corps en briques creuses :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique ( $\text{KN/m}^3$ )	Charges ( $\text{KN/m}^2$ )
1	Briques creuses	0,1	9	0,9
2	Enduit extérieur	0,02	18	0,36
3	Enduit intérieur	0,02	10	0,2
				<b><math>g = 1,46</math></b>

#### ✓ Surcharges d'exploitations :

Surcharge d'exploitation de la dalle :  $Q_b = 3,5 \text{ KN/m}$

Charge horizontale due à la main courante :  $q_m = 1 \text{ KN/m}$

### III-2-1-b) Combinaisons des charges :

- à l'ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{Dalle : } q_{u1} = 1,35G_d + 1,5Q_b = (1,35 \times 5,15) + (1,5 \times 3,5) = 12,202 \text{ KN/m}$$

$$\text{Garde de corps : } q_{u2} = 1,35g = 1,35 \times 1,46 = 1,971 \text{ KN/m}$$

$$\text{Main courante : } q_{u3} = 1,5q_m = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/m}$$

- à l'ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$\text{Dalle : } q_{s1} = G_d + Q_b = 5,15 + 3,5 = 8,65 \text{ KN/m}$$

$$\text{Garde de corps: } q_{s2} = 1,46 \text{ KN/m}$$

$$\text{Main courante : } q_{s3} = q_m = 1 \text{ KN/m}$$

### III-2-1-c) Calcul à l'ELU :

Le balcon sera calculé comme une section rectangulaire (100x15)cm<sup>2</sup> soumise à la flexion simple. Le calcul est fait pour une bande de 1m.

- Le moment provoqué par la charge  $q_{u1}$  :

$$M_{qu1} = q_{u1} \frac{l^2}{2} = 12,202 \frac{(1,30)^2}{2} = 10,310 \text{ KNm}$$

- Le moment provoqué par la charge  $q_{u2}$  :

$$M_{qu2} = q_{u2} \times l = 1,971 \times 1,30 = 2,562 \text{ KNm}$$

- Le moment provoqué par la charge  $q_{u3}$  :

$$M_{qu3} = q_{u3} \times l = 1,5 \times 1,30 = 1,950 \text{ KN/m}$$

$$\text{Le moment total est : } M_u = M_{qu1} + M_{qu2} + M_{qu3} = 14,822 \text{ KNm}$$

- ✓ Calcul de la section d'armature :

- Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{14,822 \times 10^6}{10^3 \times 130^2 \times 14,2} = 0,061 < 0,392 \longrightarrow \text{section simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0,061 \longrightarrow \beta = 0,969$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{14,822 \times 10^6}{0,969 \times 130 \times 348} = 3,38 \text{ cm}^2.$$

On prend :  $A_u = 4 \text{ HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$  avec un espacement de 25cm.

- Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA10 = 3,14cm<sup>2</sup> avec un espacement de 25cm.

### III-2-1-d) Vérification à l'ELU :

- Condition de non fragilité : (BAEL91/Art.A.4.2.1.modifier99)

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 130 \frac{2,1}{400} = 156,975 \text{ mm}^2 = 1,56 \text{ cm}^2.$$

$$A_u = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,56 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Vérification au cisaillement : (BAEL/91 Art A.5.2,2)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \overline{\tau}_u$$

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12,202 \times 1,30 + 1,971 = 17,83 \text{ KN.}$$

$$\text{Avec: } \overline{\tau}_u = \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u = \frac{17,83 \times 10^3}{10^3 \times 130} = 0,137 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau}_u = \left( 0,15 \frac{25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de l'adhérence des barres :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} < \overline{\tau}_{se}$$

$$\sum u_i = n \Pi \phi = 4 \times 3,14 \times 10 = 125,6 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{17,83 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 125,6} = 1,97 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

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

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

- **Dans le béton : (BAEL91 / Art A.5.1,313)**

$$V_u < \bar{V}_u$$

$$\bar{V}_u = \frac{0,4 f_{c28} \times 0,9 d}{\gamma_b}$$

$$\bar{V}_u = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 1,3 \times 0,13}{1,5} = 1014 \text{ KN.}$$

$$V_u = T_u = 17,83 \text{ KN}$$

$$V_u < \bar{V}_u \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Dans les aciers : (BAEL91/ Art A.5.1, 321)**

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_{u\max} + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

$$A = 4,52 \geq \frac{1,15}{400} \left( 17,83 \times 10^{-3} - \frac{14,822 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,13} \right) = -0,0003 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Ecartement des barres :**

- **Armatures principales :**

$$s_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = (3 \times 15 ; 33 \text{ cm})$$

$$s_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartitions :**

$$s_t = 25 \text{ cm} \leq (4h ; 33 \text{ cm}) = (4 \times 15 ; 45 \text{ cm})$$

$$s_t = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### III-2-1-e) Vérification à l'ELS :

#### ➤ Calcul des moments :

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} + M_{qs3}$$

$$M_s = q_{s1} \frac{l^2}{2} + q_{s2} \times l + q_{s3} \times l = 8,65 \frac{1,3^2}{2} + 1,46 \times 1,3 + 1 \times 1,3 = \mathbf{10,507KN}.$$

#### ➤ Vérification de la résistance du béton à la compression:

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa}$ .

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$$

$\beta_1$  et  $k_1$  sont tirés du tableau des section rectangulaires en flexion simple.

$$\rho = \frac{100 A_{st}}{b d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,347$$

$$\rho = 0,347 \longrightarrow \beta_1 = 0,9085 \longrightarrow k_1 = 39,65$$

$$\sigma_s = \frac{10,507 \times 10^6}{0,9085 \times 130 \times 452} = 198,821 \text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{198,821}{39,65} = 5,014 \text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 5,014 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

#### ➤ Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est préjudiciable.

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n f_{t28}} \right)$$

Avec :  $n=1,6$  (pour les HA de diamètre  $\geq 6 \text{mm}$ ).

$$\bar{\sigma}_s = \left( \frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 21} \right) = 201,63 \text{MPa}.$$

$$\sigma_s = 198,921 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 201,63 \text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### ➤ Vérification de la flèche :

On doit vérifier que :  $f \leq \bar{f}$

Avec :  $f = f_1 + f_2$

La flèche admissible :  $\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{130}{250} = 0,52\text{cm}$ .

Soit  $M_1 = -q \frac{l^2}{2} \rightarrow$  le moment dû à la charge et surcharge revenant au balcon.

$M_2 = -gl \rightarrow$  le moment dû à la charge concentrée.

$$f_1 = q \frac{l^4}{8EI} \quad ; \quad f_2 = g \frac{l^3}{3EI}$$

Tel que : I : moment d'inertie du balcon.

E : module de déformation.

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{100 \times 15^3}{12} = 28125\text{cm}^4.$$

$$E = 10818,87\text{MPa} = 1081,887\text{ kN/cm}^2$$

$$f_1 = 8,65 \times 10^{-2} \frac{130^4}{8 \times 1081,887 \times 28125} = 0,101\text{cm}.$$

$$f_2 = 1,46 \times 10^{-2} \frac{130^3}{3 \times 1081,887 \times 28125} = 0,0003\text{cm}.$$

$$f = f_1 + f_2 = 0,101 + 0,0003 = 0,1013\text{cm}$$

$$f = 0,1013\text{cm} < \bar{f} = \frac{130}{250} = 0,52\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

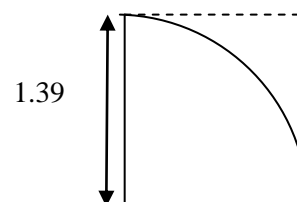
### Cas 02 : dalle pleine terrasse : L=139cm

Le calcul se fait en prenant la dalle pleine comme

une section rectangulaire (bxh)

Après avoir calculé cas 01=cas 02

$$A_{st} = 4.52\text{cm}^2.$$

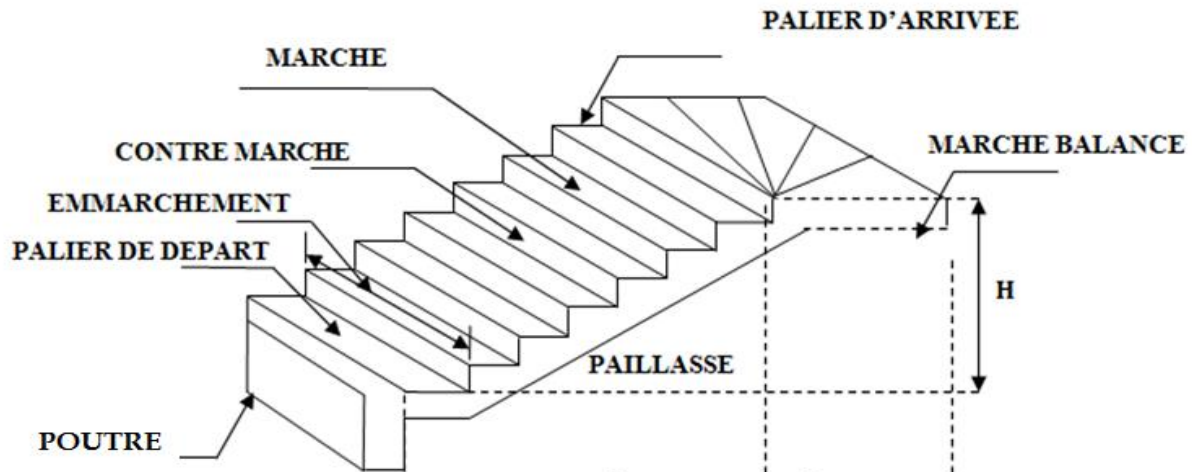


### III-3 : Calcul des escaliers

#### Introduction

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

- Terminologie et Définitions



- **g** : giron (largeur des marches)
- **h** : Hauteur des marches
- **E** : Emmarchement
- **H** : hauteur de la volée

- L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place, ils sont constitués de trois volées  
on a à étudié 3 cas

#### III-3-1 : Dimensionnement

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL

$$0.59 < g + 2h < 0.66$$

-Calcul du nombre de contre marches et de marches :

$$14\text{cm} < h < 20\text{cm} \quad \rightarrow \text{On prend } h=18\text{cm}$$

h : Hauteur de la contre marche.

$$22\text{cm} < g < 33\text{cm} \quad \rightarrow \text{On prend } g=30\text{cm}$$

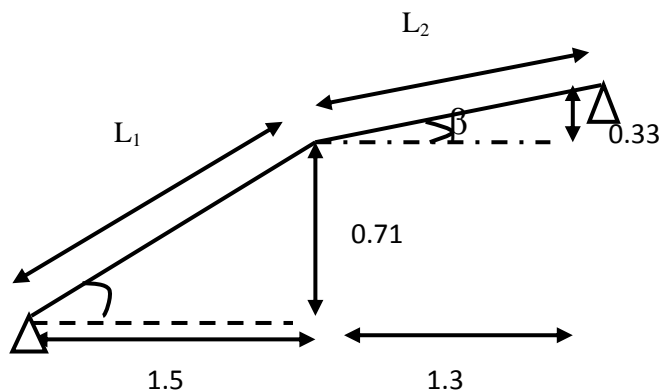
g: Giron.

- Le nombre de contre marches  $n$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{18} = 17$$

### III-3-1-1 : Cas 01 :

Nous allons étudier deux paillasse comme représenté dans les schémas suivants :



#### III-3-1-1-a :Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

Prenant compte des recommandations du **BAEL91**, la paillasse prendra une épaisseur comprise dans l'intervalle suivant :

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

Avec :

L : longueur totale entre nus d'appuis.

$$\tan \alpha = \frac{0.71}{1.5} \Rightarrow \alpha = 25.32^\circ$$

$$\tan \beta = \frac{0.33}{1.3} \Rightarrow \beta = 14.25^\circ$$



## Chapitre III : calcul des éléments secondaires

$$L_1^2 = 1.5^2 + 0.71^2 \Rightarrow L_1 = 1.65m$$

$$L_2^2 = 0.33^2 + 1.3^2 \Rightarrow L_2 = 1.34m$$

$$L = L_1 + L_2 = 2.99m \approx 3.00m$$

$$\frac{300}{30} \leq e_p \leq \frac{300}{20}$$

$$10 \leq e_p \leq 15$$

On prend  $e_p=15cm$

### III-3-1-1-b : Détermination des Charges et surcharges

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 ml d'emmarchement, pour une bande d'1 m de projection horizontale.

#### ✓ Charges permanentes :

##### A) La volée 01

- Poids des marches ( $\rho = 25KN/m^3$ )..... $25 \times 1 \times 0,17 / 2 = 2,125 KN / m$ .
- Poids de la paillasse ( $\rho = 25KN/m^3$ )..... $\frac{1}{\cos 25.32} \times 0,15 \times 25 = 4.14 KN/m$ .
- Lit de sable ( $\rho = 18KN/m^3$  ;  $e=0,02$ )..... $18 \times 1 \times 0,02 = 0,36 KN/m$
- Mortier de pose ( $\rho = 22KN/m^3$  ;  $e=0,02$ ) ..... $22 \times 1 \times 0,02 = 0,44KN/m$
- Carreaux Grés Céram (1cm;  $\rho = 20KN/m^3$  .....  $20 \times 0,01 = 0,20KN/m$
- Poids du garde corps.....  $= 0,20 KN/m$
- Enduit de plâtre (2cm;  $\rho = 10KN/m^3$ ) .....  $10 \times 0,02 = 0,20KN/m$

---

$$G=7.665KN/m$$

##### B) La volée 02

- Poids des marches ( $\rho = 25KN/m^3$ )..... $25 \times 1 \times 0,17 / 2 = 2,125 KN / m$ .
- Poids de la paillasse ( $\rho = 25KN/m^3$ )..... $\frac{1}{\cos 14.25} \times 0,15 \times 25 = 3.86 KN/m$ .
- Lit de sable ( $\rho = 18KN/m^3$  ;  $e=0,02$ )..... $18 \times 1 \times 0,02 = 0,36 KN/m$
- Mortier de pose ( $\rho = 22KN/m^3$  ;  $e=0,02$ ) ..... $22 \times 1 \times 0,02 = 0,44KN/m$
- Carreaux Grés Céram (1cm;  $\rho = 20KN/m^3$  .....  $20 \times 0,01 = 0,20KN/m$
- Poids du garde corps.....  $= 0,20 KN/m$
- Enduit de plâtre (2cm;  $\rho = 10KN/m^3$ ) .....  $10 \times 0,02 = 0,20KN/m$

---

$$G=7.39KN/m$$

#### ✓ Surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation est donné par le DTR, elle est la même pour la volée et le palier ;

$$Q = 2,5 [KN/ml] .$$

## Chapitre III : calcul des éléments secondaires

### ➤ Combinaisons de charges :

#### ✓ A l'état limite ultime (ELU) :

$$Q_u = (1,35G + 1,5 Q)$$

Paillasse 01 :

$$Q_u = 1,35 \cdot 7,665 + 1,5 \cdot 2,5 = 14,09 \text{ KN/m}$$

Paillasse 02 :

$$Q_u = 1,35 \cdot 7,39 + 1,5 \cdot 2,5 = 13,72 \text{ KN/m}$$

#### ✓ L'état limite de service (ELS) :

$$Q_s = G + Q$$

Paillasse 01 :

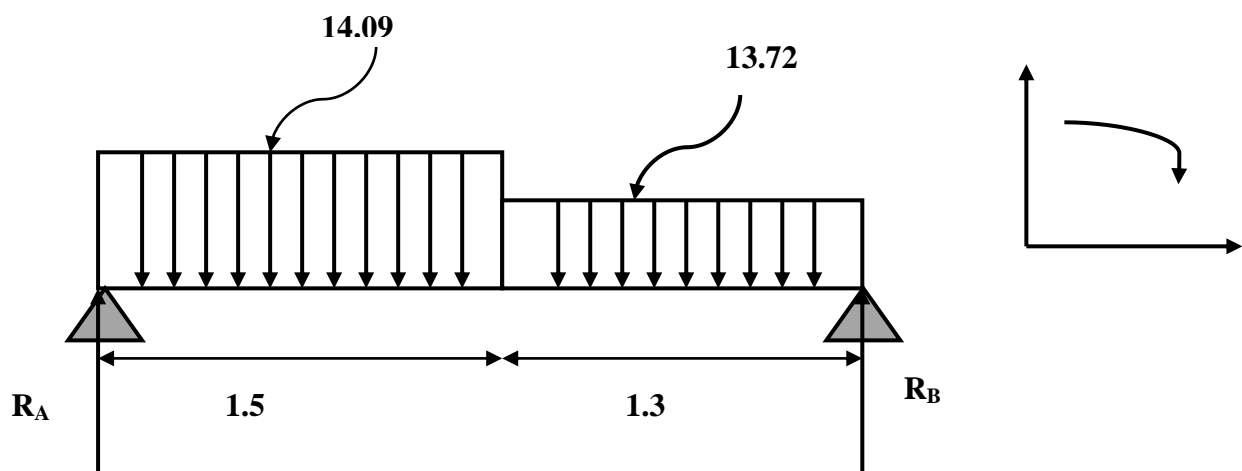
$$Q_s = 7,665 + 2,5 = 10,165 \text{ KN/m}$$

Paillasse 02 :

$$Q_s = 7,39 + 2,5 = 9,89 \text{ KN/m}$$

Pour déterminer les efforts dans la volée e, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volées) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis.

#### A)ELU :



### a) Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F / y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (14.09 \times 1.5) + (13.72 \times 1.3) = 38.97 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 38.97 \text{ KN}$$

$$\Sigma M / B = 0 \Rightarrow (2.8R_A - 14.09 \times 1.5(1.5/2 + 1.3) - 13.72 \times 1.3(1.3/2))$$

$$R_A = 19.61 \text{ KN}$$

$$R_B = 19.35 \text{ KN}$$

#### 1<sup>er</sup> trançon:

$$0 < x < 1.5$$

$$T_y = -14.09x + 19.61$$

$$\text{pour } x=0 \quad T_y = 19.61 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x=1.5 \quad T_y = -1.53 \text{ KN}$$

$$M_z = -14.09x^2/2 + 19.61x$$

$$\text{pour } x=0 \quad M_z = 0 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour } x=1.5 \quad M_z = 13.56 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour } T_y = 0 \quad M_z = M_z \text{ max}$$

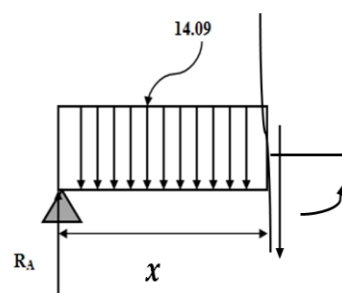
$$T_y = -14.09x + 19.61 = 0$$

$$T_y = -14.09x = -19.61$$

$$X = 1.39 \text{ m}$$

$$M_{z(x)} = -14.09x^2/2 + 19.61x$$

$$M_{z(x)} = 13.64 \text{ KN/m}$$



#### 2<sup>eme</sup> trançon:

$$0 < x < 1.3$$

$$T_y = -19.37x + 13.72$$

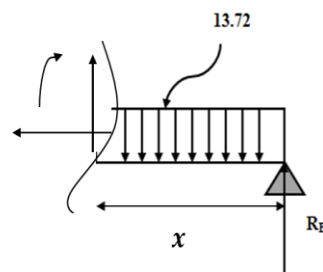
$$\text{pour } x=0 \quad T_y = -19.37 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x=1.5 \quad T_y = -1.53 \text{ KN}$$

$$M_z = -13.72x^2/2 + 19.35x$$

$$\text{pour } x=0 \quad M_z = 0 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour } x=1.3 \quad M_z = 13.56 \text{ KN.m}$$



#### Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel au coefficients réducteurs, on obtient ainsi les mom

**Aux appuis:**  $M_{u \text{ app}} = -0,3 \times M_{z \text{ max}} = -4.09 \text{ KN.m}$

**En travée :**  $M_{u \text{ t}} = 0,85 \times M_{z \text{ max}} = 11.59 \text{ KN.m}$

**$M_{z \text{ max}} = 11.59 \text{ KN}$**

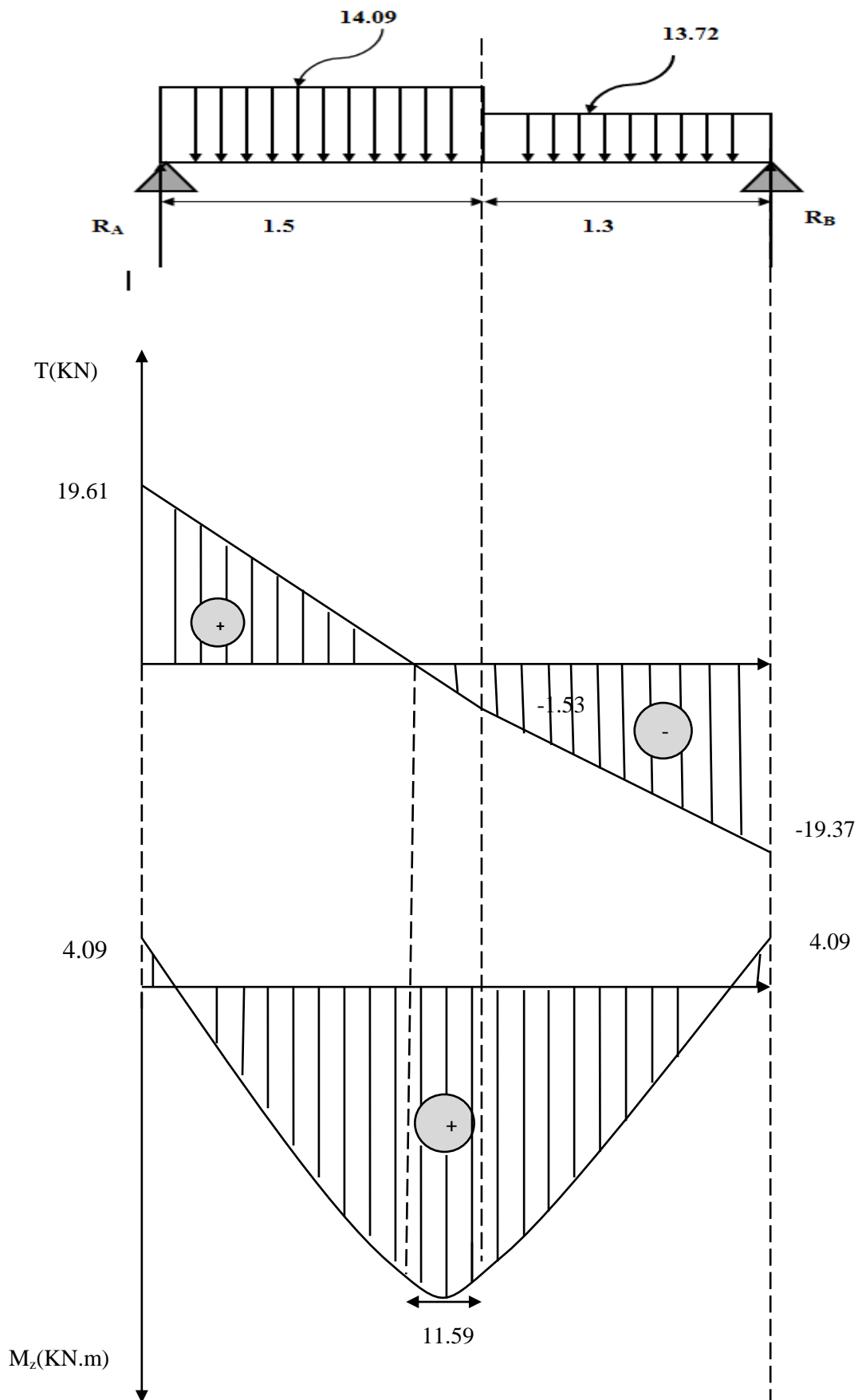


Figure III.5 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants

### III-3-1-1-c) Calcul des armatures à L'ELU :

Ferraillage à l'E-L-U :

1) armature principales :

a) Sur appuis :

$$v_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$v_u = \frac{4.09 \times 10^6}{1000.130^2.14.2} = 0.017 < 0.392 \rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$v=0.017 \longrightarrow \beta=0.9915$$

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

$$A_a = \frac{4.09 \times 10^6}{0.9915.130.348} = 91.8 \text{ mm}^2 = 0.971 \text{ cm}^2$$

Soit **3H10=2.5cm<sup>2</sup>** avec un espacement de 30cm

b) en travée :

$$v_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$v_u = \frac{11.59 \times 10^6}{1000.130^2.14.2} = 0.048 < 0.392 \rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$-v=0.048 \longrightarrow \beta=0.975$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{11.59 \times 10^6}{0.975.130.348} = 262.7 \text{ mm}^2 = 2.62 \text{ cm}^2$$

Soit **4H10=3.14cm<sup>2</sup>** avec un espacement de 25c

2) armatures de répartition :

Sur appuis :

$$A_r = \frac{A_a}{4}$$

$$A_r = \frac{2.35}{4} = 0.58 \text{ cm}^2$$

Soit **3H8=1.57cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **30 cm**

**En travée :**

$$A_r = \frac{A_t}{4}$$

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

Soit **4H8=2.01cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **20 cm**

**Ferraillage a l'E-L-U :**

**a) condition de non fragilité :(BAEL A-4-2-1)**

$$A_u > A_{min}$$

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23.1000.130. \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.14 > 1.57 \rightarrow \text{condition vérifié}$$

$$A_a = 2.35 > 1.57 \rightarrow \text{condition vérifié}$$

**b) vérification de l'effort tranchant :(BAEL Art A-5-2-1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u = \min\{0.13f_{c28}; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = \frac{19.61 \times 10^3}{1000.130} = 0.15 \text{ Mpa} \\ \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.} \end{array} \right\} \rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{condition vérifié}$$

**c) Vérification de la contrainte d'adhérence :**

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} \frac{V_{max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

$$\sum u_i = 4 \times 3.14 \times 1 = 12.56 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{19.61 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 125.6} = 1.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{es} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{avec : } \psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers HA.}$$

Donc :  $\tau_{se} = 1.33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow$  Condition vérifiée.

### d) Influence de l'effort de tranchant sur le béton : (BAEL91 ArtA-5.3.2.1)

$$T_u < \bar{T}_u$$

$$\bar{T}_u = \frac{0.4 \times 25 \times 0.9 \times 1000 \times 130}{1.5} = 780000 \text{ N}$$

$$\bar{T}_u = 19.61 \text{ kN} < \bar{T}_u = 780 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures (BAEL91/ Art A.5.1,321)

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_{u\max} + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A = 1.57 \geq \frac{1.15}{400} \left( 19.61 \times 10^3 - \frac{4.09 \times 10^6}{0.9 \times 130} \right) = -44.12 \text{ mm}^2 = -0.441 \text{ cm}^2$$

$\rightarrow$  condition vérifiée

### f) Calcul des scellements droit : (Art A.6.1.21/ BAEL91)

La longueur du scellement droit est donnée par la formule suivante :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{0.4 \bar{\tau}_{sc}}$$

Avec :  $\bar{\tau}_{sc} = 0.6 \psi_s f_{t28}$  : coefficient de scellement

$\psi_s = 1.5$  pour les barres à haute adhérence

$$\bar{\tau}_{sc} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$\text{D'où : } l_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 352.7 \text{ mm} \longrightarrow l_s = 35 \text{ cm.}$$

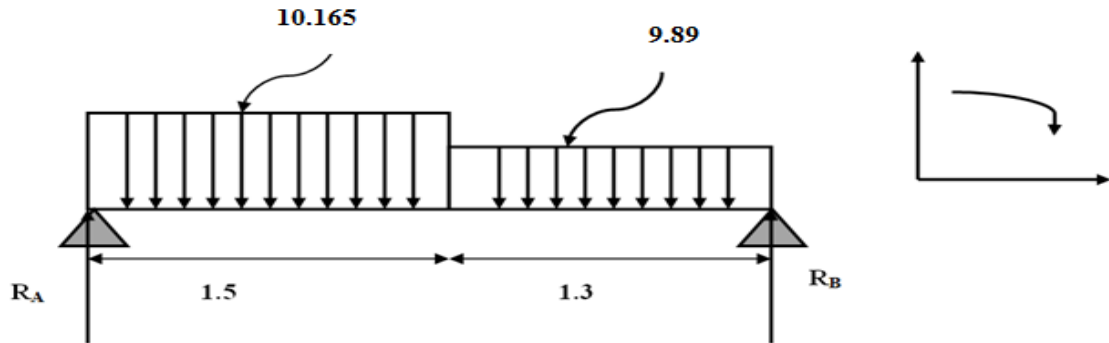
$$l_a = 0.4 l_s = 0.4 \times 40 = 14 \text{ cm} \longrightarrow l_a = 14 \text{ cm.}$$

### e) l'espacement des armatures :

Armatures principale :  $S_{\max} = 30 < \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

Armatures de répartition :  $S_{\max} = 30 < \min(4h, 45\text{cm}) = 33\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

### B) ELS :



#### a) Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F / y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (10.165 \times 1.5) + (9.89 \times 1.3) = 28.10 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 28. \text{ kN}$$

$$\Sigma M / B = 0 \Rightarrow (2.8 R_A - 10.165 \times 1.5 (\frac{1.5}{2} + 1.3) - 9.89 \times 1.3 (\frac{1.3}{2}))$$

$$R_A = 14.14 \text{ kN}$$

$$R_B = 13.95 \text{ kN}$$

#### 1<sup>er</sup> tronçon:

$$0 < x < 1.5$$

$$T_y = -10.165x + 14.14$$

pour  $x=0$   $T_y = 14.14 \text{ kN}$

Pour  $x=1.5$   $T_y = -1.1 \text{ kN}$

$$M_z = -10.165x^2/2 + 14.14x$$

pour  $x=0$   $M_z = 0 \text{ kN.m}$

Pour  $x=1.5$   $M_z = 9.77 \text{ kN.m}$

Pour  $T_y=0$   $M_z = M_z \text{ max}$

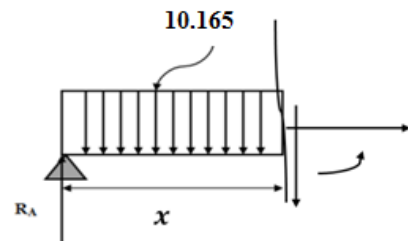
$$T_y = -10.165 + 14.14 = 0$$

$$T_y = -10.165x = -14.14$$

$$X = 1.39 \text{ m}$$

$$M_{z(x)} = -10.165x^2/2 + 14.14x$$

$$M_{z(x)} = 9.83 \text{ kN/}$$





**2<sup>ème</sup> tronçon :**

$$0 < x < 1.3$$

$$T_y = -13.95x + 9.89$$

pour  $x=0$   $T_y = -13.95\text{KN}$

Pour  $x=1.3$   $T_y = -1.1\text{KN}$

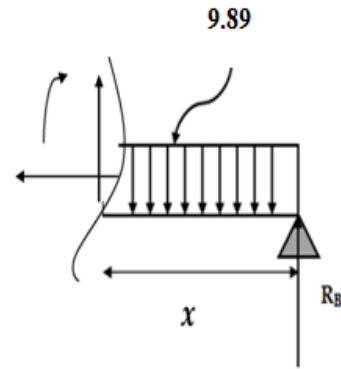
$$M_z = -9.89x^2/2 + 13.95x$$

Pour  $x=0$   $M_z = 0\text{KN.m}$

Pour  $x=1.5$   $M_z = 9.77\text{KN.m}$

$$M_a = -0.3M_{z_{\max}} = -2.949\text{KN.m}$$

$$M_t = 0.85M_{z_{\max}} = 8.355\text{KN.m}$$



### III-3-1-1-d Calcul à l'ELS

- **Etat limite d'ouverture des fissurations :** [BAEL 91 article A.5.3-4]

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

- **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

Il faut vérifier :

- Les contraintes dans le béton :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{Mpa}$$

- Les contraintes dans l'acier :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \cdot 25 = 15\text{Mpa}$$

$$\text{Et : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_{st}}$$

$\beta$  ;  $k_1$  : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans

armatures comprimées en fonction de  $\rho$ , qui égale à :  $\rho = \frac{100 A_{st}}{d b_0}$

### a) En travée :

La section d'armatures adoptée aux appuis :

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100 \times 314}{1000 \times 130} = 0.241 \Rightarrow K_1 = 48.695, \beta = 0.92$$

$$\sigma_{st} = \frac{8.355 \times 10^6}{314 \times 0.921 \times 130} = 222.22 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 222.22 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{222.22}{48.695} = 4.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### b) Sur appuis :

La section d'armatures adoptée en travée :

$$A_s = 3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2.$$

$$\rho = \frac{100 \times 235}{1000 \times 130} = 0.180 \Rightarrow \beta = 0.931, K_1 = 57.46$$

$$\sigma_s = \frac{2.949 \times 10^6}{235 \times 0.931 \times 130} = 103.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 103.68 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{103.68}{57.46} = 1.76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Vérification de la flèche (état limite de déformation) :** (Article B.6.5-2 du BAEL91 modifié 99).

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \\ \frac{A_t}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \rightarrow \frac{0.15}{2.8} = 0.05 > 0.062 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

## Chapitre III : calcul des éléments secondaires

Une des conditions n'est pas vérifiée donc on passe à la vérification de la flèche

$$f < \bar{f}$$

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{348 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$E_v$  : module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

$$q = \max(10.165, 9.98) \Rightarrow q = 10.165 \text{ KN/ml}$$

$I$  : moment d'inertie de la section homogénéisée

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

$$V_1 = \frac{S_x}{B_0}$$

$$S_x : \text{moment statique } S_x = \frac{bh^2}{2} + 15A_t d$$

$B_0$  : Aire de la section homogénéisée

$$B_0 = bh + 15A_t$$

$$S_x = \frac{1000 \cdot 150^2}{2} + 15 \cdot 314 \cdot 130 = 11862300 \text{ mm}^3$$

$$B_0 = bh + 15A_t = 1000 \cdot 150 + 15 \cdot 314 = 154710 \text{ mm}^2$$

$$V_1 = \frac{11862300}{154710} = 76.67 \text{ mm}$$

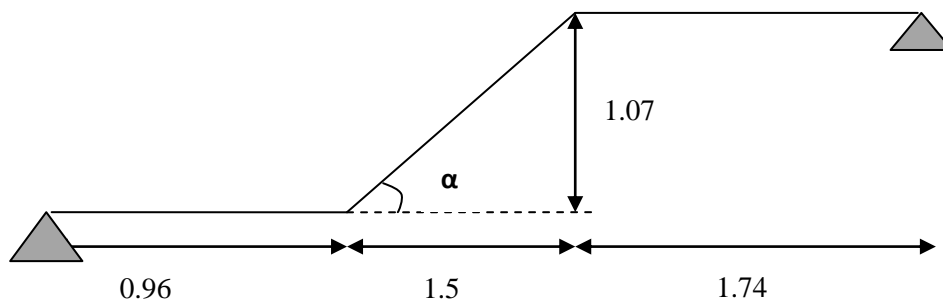
$$V_2 = h - V_1 = 150 - 76.67 = 73.32 \text{ mm}$$

$$I = \frac{1000}{3} (76.67^3 + 73.32^3) + 15 \cdot 314 (73.32 - 20)^2 = 2985005204.9 \text{ mm}^4$$

$$f = \frac{5 \cdot 10.165 \cdot 10^3 (2.8 \cdot 10^3)^4}{348 \cdot 10818.86 \cdot 2985005204.9} = 0.05 < 5.6 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

### III-3-1-2 : Cas02 :



#### III-1-2-a : Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

Prenant compte des recommandations du **BAEL91**, la paillasse prendra une épaisseur comprise dans l'intervalle suivant :

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

Avec :

L : longueur totale entre nus d'appuis.

$$\tan \alpha = \frac{1.07}{1.5} \Rightarrow \alpha = 39.44^\circ$$

$$\tan \beta = \frac{0.33}{1.3} \Rightarrow \beta = 14.25^\circ$$

$$L = 1.5^2 + 1.07^2 \Rightarrow L = 1.84m$$

$$L = L_1 + L_2 + L_3 = 4.54m$$

$$\frac{454}{30} \leq e_p \leq \frac{454}{20}$$

$$15.13 \leq e_p \leq 22.7$$

On prend  $e_p = 20cm$

#### III-1-2-b : Détermination des Charges et surcharges

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 ml d'emmarchement, pour une bande d'1 m de projection horizontale.

### A) La volée

- Poids des marches ( $\rho = 25\text{KN/m}^3$ )..... $25 \times 1 \times 0,17 / 2 = 2,125 \text{ KN /m}$ .
  - Poids de la paillasse ( $\rho = 25\text{KN/m}^3$ ).....  $\frac{1}{\cos 39,44} \times 0,2 \times 25 = 6,47 \text{ KN/m}$ .
  - Lit de sable ( $\rho = 18\text{KN/m}^3$  ;  $e=0,02$ )..... $18 \times 1 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}$
  - Mortier de pose ( $\rho = 22\text{KN/m}^3$  ;  $e=0,02$ ) ..... $22 \times 1 \times 0,02 = 0,44\text{KN/m}$
  - Carreaux Grés Céram (1cm;  $\rho = 20\text{KN/m}^3$  .....  $20 \times 0,01 = 0,20\text{KN/m}$
  - Poids du garde corps..... = 0,20 KN/m
  - Enduit de plâtre (2cm;  $\rho = 10\text{KN/m}^3$ ) .....  $10 \times 0,02 = 0,20\text{KN/m}$
- 
- G=10 KN/m<sup>2</sup>**

### B)Palier

- Poids propre du palier :  $25 \times 0,20 \times 1\text{m}$  .....= 5,00 KN/m
  - Carrelage :  $0,02 \times 22 \times 1\text{m}$ .....= 0,44 KN/m
  - Mortier de pose :  $0,02 \times 22 \times 1\text{m}$ ..... = 0,44 KN/m
  - Enduit ciment ..... = 0,33 KN/m
  - Couche de sable ..... = 0,36 KN/m
- 
- Total : Gpl = 6,57 [KN / m<sup>2</sup>]**

**Q = 2,5 [KN/ml ] .**

### ➤ Combinaisons de charges :

#### ✓ A l'état limite ultime (ELU) :

$Q_u = (1,35G + 1,5 Q)$

-Volée

$Q_u = 1,35.10 + 1,5 .2.5 = 17.25\text{KN/m}$

-Palier

$Q_u = 1,35.6,57 + 1,5 .2.5 = 12.61\text{KN/m}$

#### ✓ L'état limite de service (ELS) :

$Q_s = G + Q$

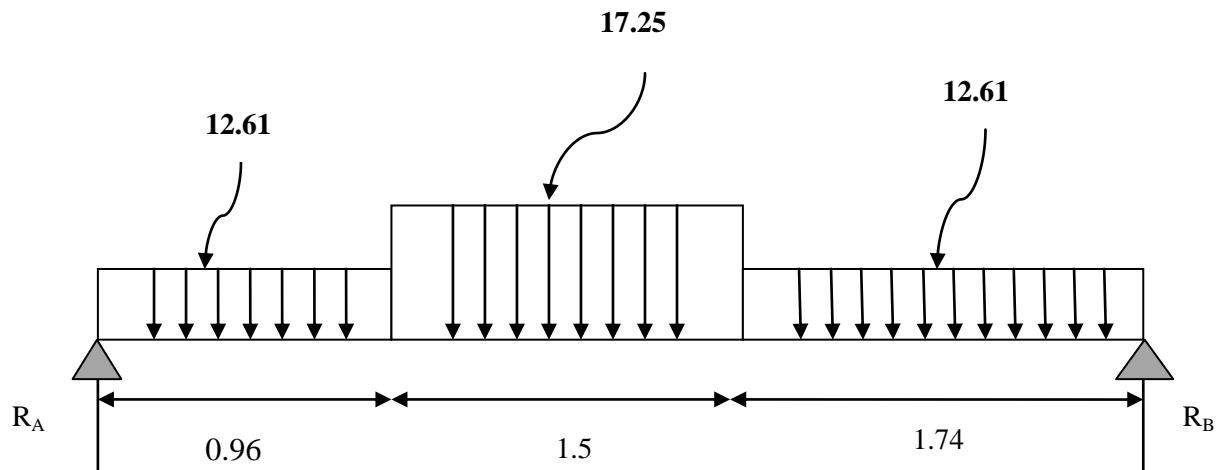
-Volée

$Q_s = 10 + 2.5 = 12.5\text{KN/m}$

-Palier

$Q_s = 6,57 + 2.5 = 9.05\text{KN/m}$

## Chapitre III : calcul des éléments secondaires



$$\Sigma F / y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (12.61 \times 0.96) + (17.25 \times 1.5) + (12.61 \times 1.74)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 59.92 \text{ KN}$$

$$\Sigma M / B = 0 \Rightarrow 4.2R_A - (12.61 \times 0.96) - (0.96/2 + 1.5 + 1.74) - 17.25 \times 1.5(1.5/2) - (12.61 \times 1.74 \times (1.74/2))$$

$$R_A = 30.61 \text{ KN}$$

$$R_B = 29.31 \text{ KN}$$

**1<sup>er</sup> tronçon:**

$$0 < x < 0.96$$

$$T_y = -12.61x + 30.61$$

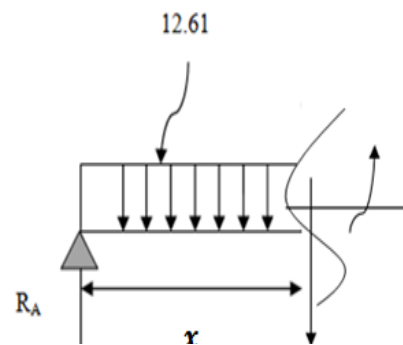
$$\text{Pour } x=0 \quad T_y = 30.61 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x=0.96 \quad T_y = 18.50 \text{ KN}$$

$$M_z = -12.61x^2/2 + 30.61x$$

$$\text{Pour } x=0 \quad M_z = 0 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour } x=0.96 \quad M_z = 23.56 \text{ KN.m}$$



**Tronçon2 :**

$$0.96 < x < 2.46$$

$$T_y + 12.61 \times 0.96 + 17.25(x - 0.96) - 30.6$$

$$T_y = 35.07 - 17.25x$$

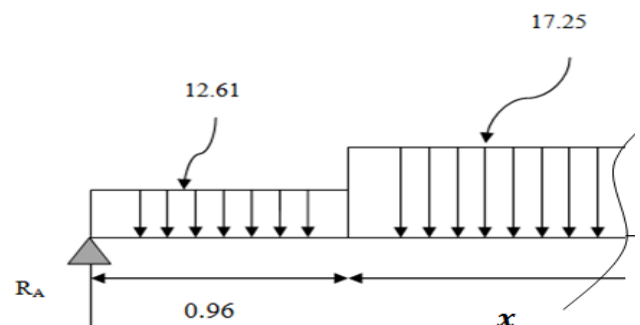
$$\text{Pour } x=0.96 \quad T_y = 18.50 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x=2.46 \quad T_y = -7.36 \text{ KN}$$

$$M_z + 12.61 \times 0.96(0.96/2 + (x - 0.96)) + 17.25(x - 0.96)$$

$$M_z = -12.1(0.48 + (x - 0.96) - 17.25(x - 0.96/2)^2 + 30.61x$$

$$\text{Pour } x=0.96 \quad M_z = 23.56 \text{ KN.m}$$



## Chapitre III : calcul des éléments secondaires

Pour  $x=0.246$   $M_z=31.95\text{KN.m}$

Pour  $T_y=0$   $M_z= M_z \text{ max}$

$T_y=-35.07-17.25x$

$x=2.03\text{m}$

$M_{z(x)}=-12.1(0.48+(x-0.96)-17.25(x-0.96/2)^2+30.61x$

$M_{z(2.03)}=33.51\text{KN.m}$

**Tronçon3 :**

$0 < x < 1.74$

$T_y=-29.31+12.61x$

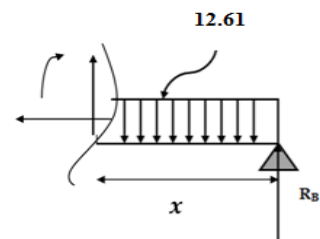
Pour  $x=0$   $T_y=-29.31\text{KN}$

Pour  $x=1.74$   $T_y=-7.36\text{KN}$

$M_z=-12.61x^2/2+29.31x$

Pour  $x=0$   $M_z=0\text{KN.m}$

Pour  $x=1.3$   $M_z=13.56\text{KN.m}$



**$M_a=-0.3M_{z_{\max}}=-10.05\text{KN.m}$**

**$M_t=0.85M_{z_{\max}}=28.48\text{KN.m}$**

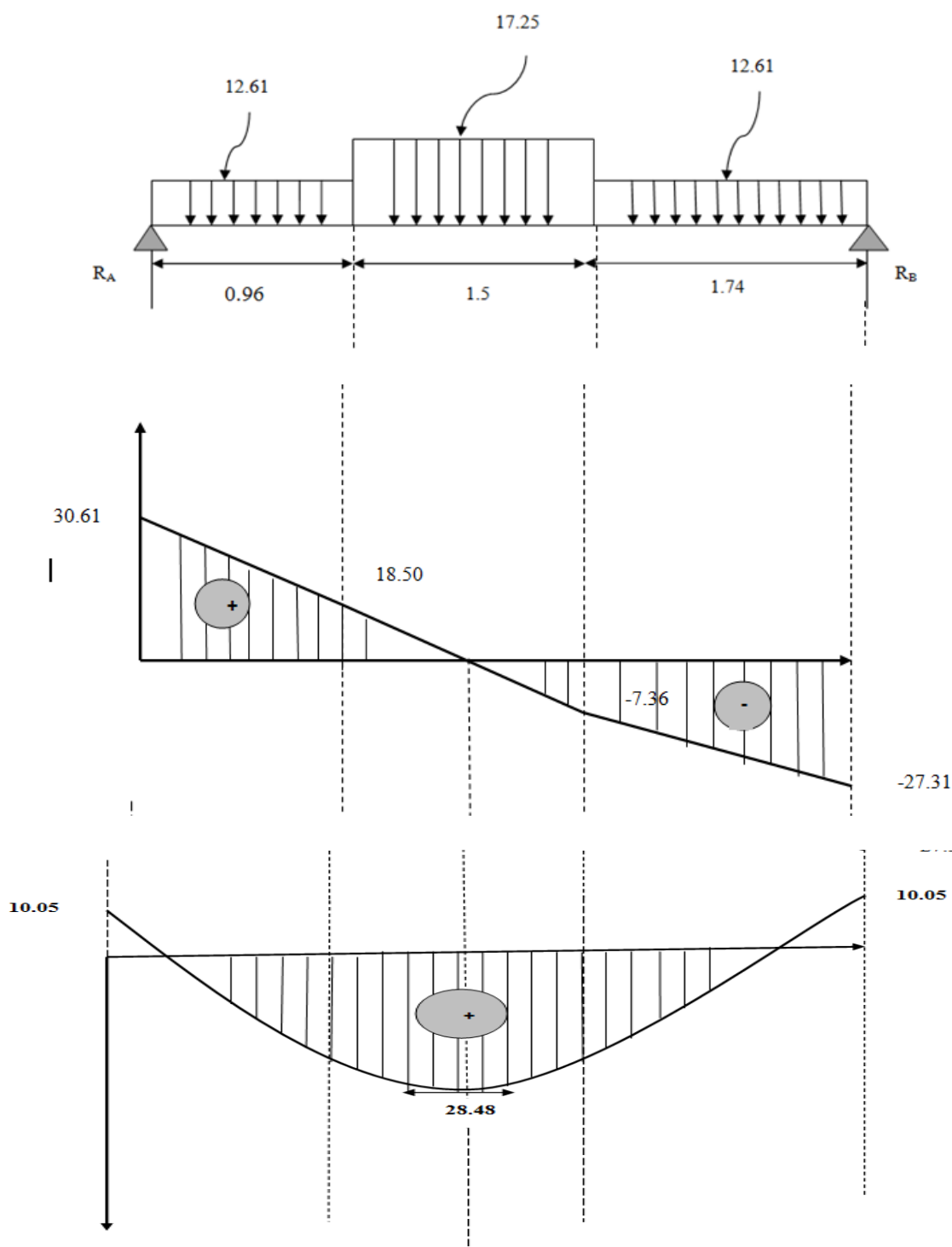


Figure III.6 : Diagrammes des moments fléchissants et efforts tranchants.



### III-3-1-2-c : Calcul des armatures à L'ELU :

#### Ferraillage à l'E-L-U :

##### 1) armature principales :

##### a) Sur appuis :

$$v_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$v_u = \frac{10.05 \times 10^6}{1000.180^2.14.2} = 0.022 < 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$$-v=0.022 \longrightarrow \beta=0.989$$

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

$$A_a = \frac{10.05 \times 10^6}{0.989.180.348} = 162.22 mm^2 = 1.62 cm^2$$

Soit 4H10=3.14cm<sup>2</sup> avec un espacement de 20cm

##### a) en travée :

$$v_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$v_u = \frac{28.48 \times 10^6}{1000.180^2.14.2} = 0.062 < 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$$-v=0.062 \longrightarrow \beta=0.968$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{28.48 \times 10^6}{0.968.180.348} = 469.69 mm^2 = 4.96 cm^2$$

Soit 6H10=4.71cm<sup>2</sup> avec un espacement de 15cm

##### 2) armatures de répartition :

##### Sur appuis :

$$A_r = \frac{A_a}{4}$$

$$A_r = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2$$

Soit  $4H8=2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement de **20 cm**

**En travée :**

$$A_r = \frac{A_a}{4}$$

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

Soit  $4H8=2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement de **20 cm**.

**Ferraillage a l'E-L-U :**

**a) condition de non fragilité :(BAEL A-4-2-1)**

$$A_u > A_{min}$$

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \cdot 1000 \cdot 180 \cdot \frac{2.1}{400} = 217.37 \text{ mm}^2 = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4.71 > 2.17 \rightarrow \text{condition vérifié}$$

$$A_a = 3.14 > 2.17 \rightarrow \text{condition vérifié}$$

**b) vérification de l'effort tranchant :(BAEL Art A-5-2-1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0.13f_{c28}; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_u = \frac{27.31 \times 10^3}{1000 \cdot 180} = 0.15 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.13f_{c28}; 5 \text{ MPa}\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{condition vérifié}$$

**c) Vérification de la contrainte d'adhérence :**

On doit vérifier que :

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0,9d\sum U_i} = \frac{27.31 \times 10^3}{0,9 \cdot 180 \cdot 188,4} = 0.89 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.89 \text{ MPa} \quad \sum u_i = 6 \times 3,14 \times 10 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\overline{\tau}_{es} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{avec : } \psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\text{Donc : } \tau_{se} = 0.89 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{es} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**d) Influence de l'effort de tranchant sur le béton : (BAEL91 Art A-5.3.2.1)**

$$T_u < \overline{T}_u$$

$$\overline{T}_u = \frac{0.4 f_{c28} \times 0.9 \times b \times d}{\gamma_b}$$

$$\overline{T}_u = \frac{0,4 \times 25 \times 0.9 \times 1000 \times 180}{1.5} = 1080000 \text{ N} = 1080 \text{ kN}$$

$$T_u = 34.52 < \overline{T}_u = 1080 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures (BAEL91/ Art A.5.1, 321)**

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_{u\max} + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

$$A = 4.71 \geq \frac{1,15}{400} \left( 30.61 \times 10^3 - \frac{10.05 \times 10^6}{0,9 \times 180} \right) = -90.35 \text{ mm}^2 = -0.903 \text{ cm}^2$$

→ condition vérifiée

**d) Calcul du scellement droit : (Art A.6.1.21/ BAEL91)**

La longueur du scellement droit est donnée par la formule suivante :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{0,4 \overline{\tau}_{sc}}$$

Avec :  $\overline{\tau}_{sc} = 0,6 \psi_s f_{t28}$  : coefficient de scellement

$\psi_s = 1,5$  pour les barres à haute adhérence

$$\overline{\tau}_{sc} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$\text{D'où : } l_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,835} = 352,7 \text{ mm} \longrightarrow l_s = 35 \text{ cm.}$$

$$l_a = 0,4 l_s = 0,4 \times 40 = 14 \text{ cm} \longrightarrow l_a = 14 \text{ cm.}$$

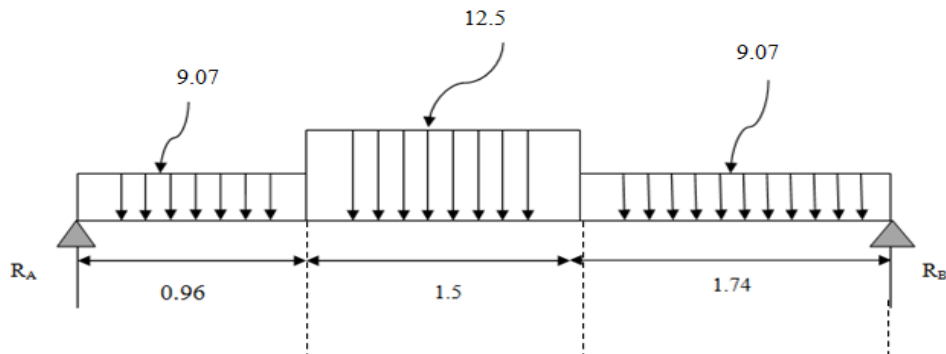
## Chapitre III : calcul des éléments secondaires

### e) l'espacement des armatures :

Armatures principale :  $S_{\max} = 20 < \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

Armatures de répartition :  $S_{\max} = 20 < \min(4h, 45\text{cm}) = 33\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

### ELS :



$$\sum F / y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (9.07 \times 0.96) + (12.5 \times 1.5) + (9.07 \times 1.74)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 43.23 \text{ KN}$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow 4.2R_A - (9.07 \times 0.96)(0.96/2 + 1.5 + 1.74) - 12.5 \times 1.5(1.5/2) - (9.07 \times 1.74 \times (1.74/2))$$

$$R_A = 22.09 \text{ KN}$$

$$R_B = 21.14 \text{ KN}$$

#### 1<sup>er</sup> tronçon:

$$0 < x < 0.96$$

$$T_y = -9.07x + 22.09$$

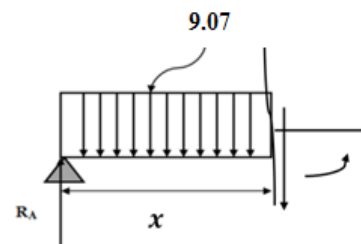
$$\text{pour } x=0 \quad T_y = 22.09 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x=0.96 \quad T_y = 13.38 \text{ KN}$$

$$M_z = -9.07x^2/2 + 22.09x$$

$$\text{pour } x=0 \quad M_z = 0 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour } x=0.96 \quad M_z = 17.02 \text{ KN.m}$$



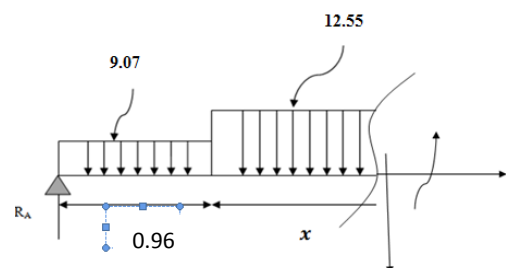
#### 2<sup>eme</sup> Tronçon:

$$0.96 < x < 2.46$$

$$T_y = 9.07 \times 0.96 + 12.5(x - 0.96) - 22.09$$

$$T_y = -12.5x + 25.38$$

$$\text{pour } x=0.96 \quad T_y = 13.38 \text{ KN}$$



## Chapitre III : calcul des éléments secondaires

Pour  $x=2.46$   $T_y=-5.35\text{KN}$   
 $M_z+9.07x(0.96/2+(x-0.96)+12.5(x-0.96)^2/2)-22.09x$

$M_z=4.17-8.7x-12.5(x-0.96)^2/2+22.09x$

pour  $x=0.96$   $M_z=17.02\text{KN.m}$

Pour  $x=0.2.46$   $M_z=23.04\text{KN.m}$

Pour  $T_y=0$   $M_z= M_z \text{ max}$

$T_y=-12.5x+25.38$

$X=2.03\text{m}$

$M_{z(2.03)}=24.19\text{KN.m}$

### 3<sup>ème</sup> Tronçon :

$0 < x < 1.74$

$T_y=-21.14+9.07x$

pour  $x=0$   $T_y=-21.41\text{KN}$

Pour  $x=1.74$   $T_y=-5.35\text{KN}$

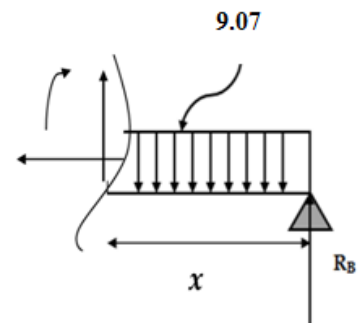
$M_z=-9.07x^2/2+21.14x$

pour  $x=0$   $M_z=0\text{KN.m}$

Pour  $x=1.3$   $M_z=23.04\text{KN.m}$

**$M_a=-0.3M_{z_{\text{max}}}=-7.25\text{KN.m}$**

**$M_t=0.85M_{z_{\text{max}}}=20.56\text{KN.m}$**



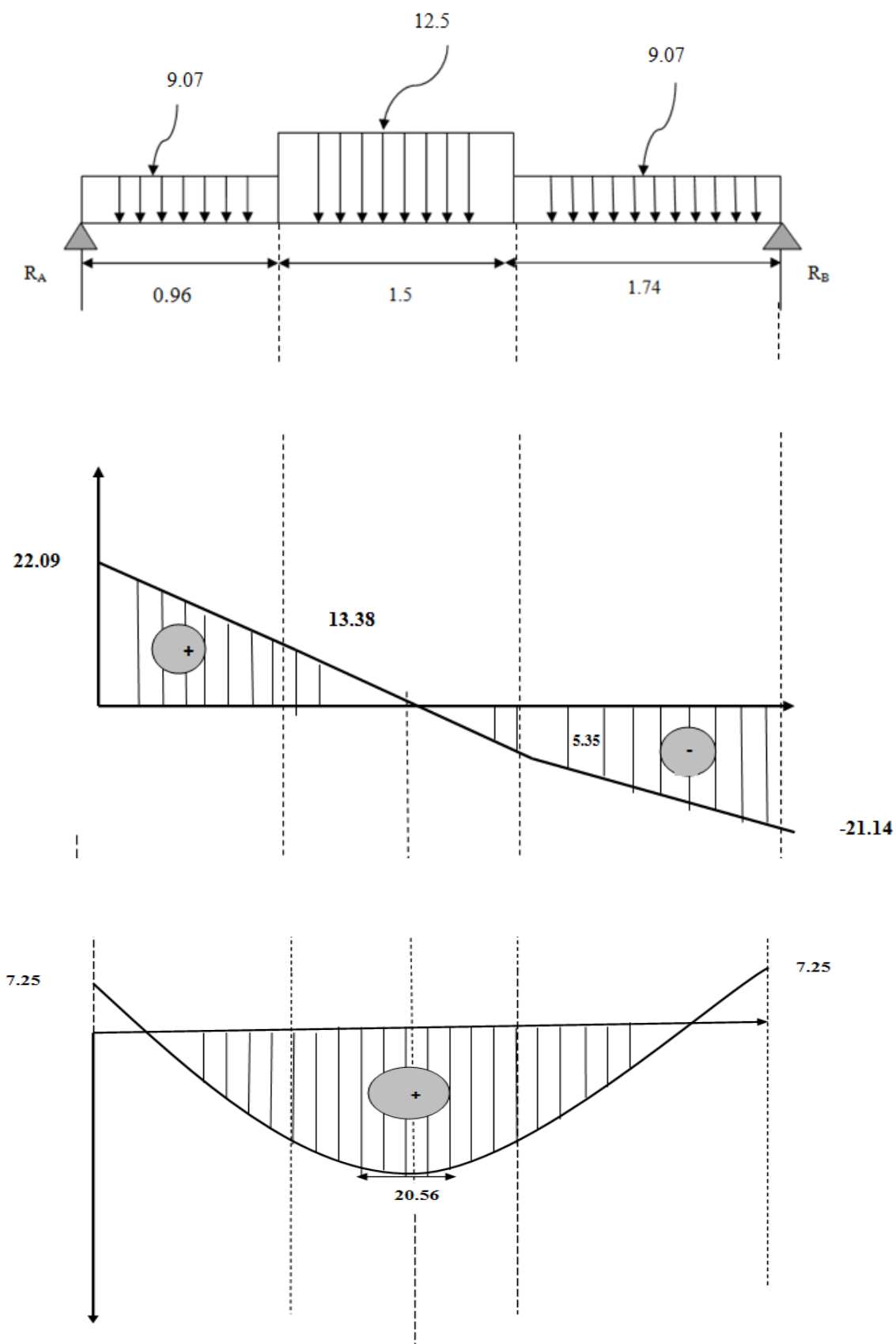


Figure III.7 : Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant.

### III-3-1-2-f : Calcul a l'ELS

- **Etat limite d'ouverture des fissurations :** [BAEL 91 article A.5.3-4]

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

- **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

Il faut vérifier :

- Les contraintes dans le béton :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

- Les contraintes dans l'acier :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\text{Et : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_{st}}$$

$\beta$  ;  $K_1$  : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de  $\rho$ , qui égale à :  $\rho = \frac{100 A_{st}}{d b_0}$

#### 1) En travée :

$$A_t = 4.71 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100 \times 471}{1000 \times 180} = 0,261 \Rightarrow K_1 = 46.35, \quad \beta = 0,9185$$

$$\sigma_{st} = \frac{20.56 \times 10^6}{471 \times 0.9185 \times 180} = 264.02 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 264.02 \text{ Mpa} < 348 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{264.02}{46.35} = 5.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.67 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

#### 2) Sur appuis :

La section d'armatures adoptée en travée :

$$A_s = 4 \text{ HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2.$$

$$\rho = \frac{100 \times 314}{1000 \times 180} = 0.174 \Rightarrow \beta = 0.932, \quad K_1 = 58.53$$

$$\sigma_s = \frac{7.25 \times 10^6}{314 \times 0.932 \times 180} = 137.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 137.63 \text{ Mpa} < 348 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{137.63}{58.53} = 2.33 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.33 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Vérification de la flèche (état limite de déformation) :** (Article B.6.5-2 du BAEL91 modifié 99).

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \\ \frac{A_t}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \rightarrow \frac{0.2}{4.2} = 0.04 < 0.062 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Une des conditions n'est pas vérifiée donc on passe à la vérification de la flèche

$$f < \bar{f}$$

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{348 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$E_v$  : module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

$$q = \max(9.07 ; 12.5) \Rightarrow q = 12.5 \text{ KN/ml}$$

$I$  : moment d'inertie de la section homogénéisée

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

$$V_1 = \frac{S_x}{B_0}$$

$$S_x : \text{moment statique } S_x = \frac{bh^2}{2} + 15 A_t d$$

$B_0$  : Aire de la section homogénéisée



### Chapitre III : calcul des éléments secondaires

---

$$B_0 = bh + 15A_t$$

$$S_x = \frac{1000.200^2}{2} + 15.471.180 = 21271700\text{mm}^3$$

$$B_0 = bh + 15A_t = 1000.200 + 15.471 = 207065\text{mm}^2$$

$$V_1 = \frac{21271700}{207065} = 102.72\text{mm}$$

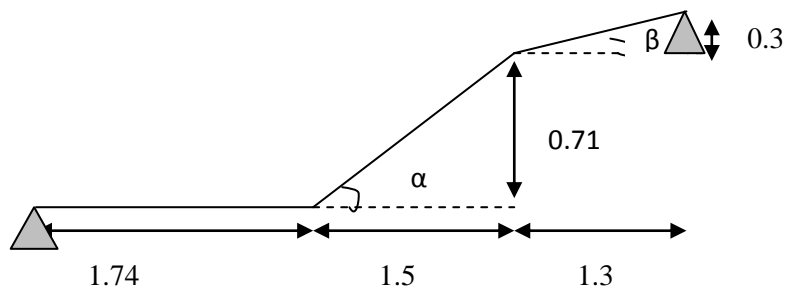
$$V_2 = h - V_1 = 200 - 102.72 = 97.3\text{mm}$$

$$I = \frac{1000}{3} (102.7^3 + 97.3^3) + 15.471(97.3 - 20)^2 = 42215423.85\text{mm}^4$$

$$f = \frac{5.12,5 \cdot (4.2 \cdot 10^3)^4}{348.10818,86.42215423.85} = 0.00009 < 8.4 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

### III-3-1-3 :Cas 3 :



#### III-3-1-3-a)Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

Prenant compte des recommandations du **BAEL91**, la paillasse prendra une épaisseur comprise dans l'intervalle suivant :

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

Avec :

L : longueur totale entre nus d'appuis.

$$\alpha = 25.23^\circ$$

$$\beta = 14.25^\circ$$

$$L_1 = 1.65m$$

$$L_2 = 1.35m$$

$$L = L_1 + L_2 + L_3 = 4.74m$$

$$\frac{474}{30} \leq e_p \leq \frac{474}{20}$$

$$15.8 \leq e_p \leq 23.7$$

On prend  $e_p=20cm$

#### III-3-1-3-b)Détermination des Charges et surcharges

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 ml d'emmarchement, pour une bande d'1 m de projection horizontale.

## Chapitre III : calcul des éléments secondaires

### a) volée01

- Poids des marches ( $\rho = 25\text{KN/m}^3$ )..... $25 \times 1 \times 0,17 / 2 = 2,125 \text{ KN /m}$ .
- Poids de la paillasse ( $\rho = 25\text{KN/m}^3$ ).....  $\frac{1}{\cos 25.32} \times 0,2 \times 25 = 5.53 \text{ KN/m}$ .
- Lit de sable ( $\rho = 18\text{KN/m}^3$  ;  $e=0,02$ )..... $18 \times 1 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}$
- Mortier de pose ( $\rho = 22\text{KN/m}^3$  ;  $e=0,02$ ) ..... $22 \times 1 \times 0,02 = 0,44\text{KN/m}$
- Carreaux Grés Céram (1cm;  $\rho = 20\text{KN/m}^3$  .....  $20 \times 0,01 = 0,20\text{KN/m}$
- Poids du garde corps..... = 0,20 KN/m
- Enduit de plâtre (2cm;  $\rho = 10\text{KN/m}^3$ ) .....  $10 \times 0,02 = 0,20\text{KN/m}$

---

**G=9.05 KN/m<sup>2</sup>**

### b) volée 02

- Poids des marches ( $\rho = 25\text{KN/m}^3$ )..... $25 \times 1 \times 0,17 / 2 = 2,125 \text{ KN /m}$ .
- Poids de la paillasse ( $\rho = 25\text{KN/m}^3$ ).....  $\frac{1}{\cos 14.25} \times 0,2 \times 25 = 5.15 \text{ KN/m}$ .
- Lit de sable ( $\rho = 18\text{KN/m}^3$  ;  $e=0,02$ )..... $18 \times 1 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}$
- Mortier de pose ( $\rho = 22\text{KN/m}^3$  ;  $e=0,02$ ) ..... $22 \times 1 \times 0,02 = 0,44\text{KN/m}$
- Carreaux Grés Céram (1cm;  $\rho = 20\text{KN/m}^3$  .....  $20 \times 0,01 = 0,20\text{KN/m}$
- Poids du garde corps..... = 0,20 KN/m
- Enduit de plâtre (2cm;  $\rho = 10\text{KN/m}^3$ ) .....  $10 \times 0,02 = 0,20\text{KN/m}$

---

**G=8.67 KN/m**

### b) Palier

- Poids propre du palier :  $25 \times 0,20 \times 1\text{m}$  ..... = 5,00 KN/m
- Carrelage :  $0,02 \times 22 \times 1\text{m}$ ..... = 0,44 KN/m
- Mortier de pose :  $0,02 \times 22 \times 1\text{m}$ ..... = 0,44 KN/m
- Enduit ciment ..... = 0,33 KN/m
- Couche de sable ..... = 0,36 KN/m

**Total :  $G_{pl} = 6,57 \text{ [KN / m<sup>2</sup>]}$**

**Q = 2,5 [ KN/ml ].**

### ➤ Combinaisons de charges :

✓ **A l'état limite ultime (ELU) :**

$$Q_u = (1,35G + 1,5 Q)$$

-Volée01

$$Q_u = 1,35.9,05 + 1,5 .2,5 = 15.96\text{KN/m}$$

-Volée02

$$Q_u = 1,35.8,67 + 1,5 .2,5 = 15.45\text{KN/m}$$

## Chapitre III : calcul des éléments secondaires

-Palier

$$Q_u = 1,35 \cdot 6,57 + 1,5 \cdot 2,5 = 12,61 \text{ KN/m}$$

✓ L'état limite de service (ELS) :

$$Q_s = G + Q$$

-Volée01

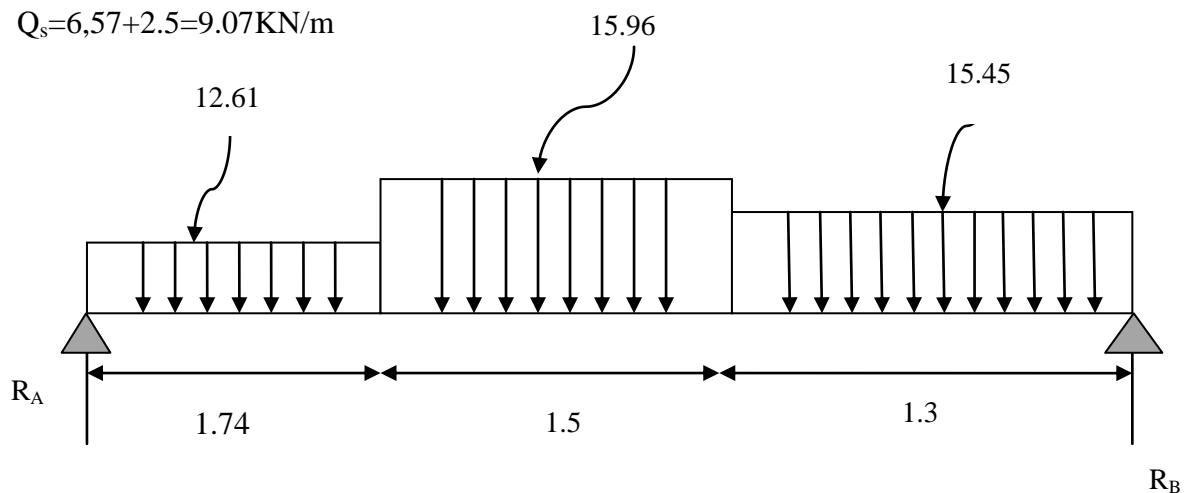
$$Q_s = 9,05 + 2,5 = 11,55 \text{ KN/m}$$

Volée02

$$Q_s = 8,67 + 2,5 = 11,17 \text{ KN/m}$$

-Palier

$$Q_s = 6,57 + 2,5 = 9,07 \text{ KN/m}$$



$$\sum F / y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (12,61 \times 1,74) + (15,96 \times 1,5) + (15,45 \times 1,3)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 65,96 \text{ KN}$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow 4,5R_A - (12,61 \times 1,74) - (1,74/2 + 1,5 + 1,3) - 15,96 \times 1,5(1,5/2 + 1,3) - (15,45 \times 1,3(1,3/2))$$

$$R_A = 31,41 \text{ KN}$$

$$R_B = 34,54 \text{ KN}$$

**1<sup>er</sup> tronçon:**

$$0 < x < 1,74$$

$$T_y = -12,61x + 31,41$$

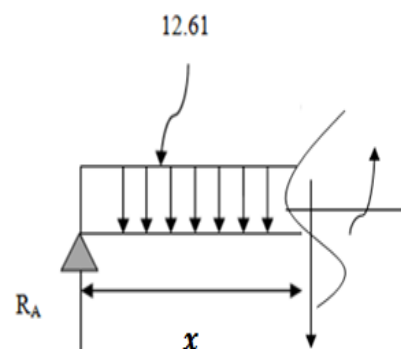
$$\text{pour } x=0 \quad T_y = 31,41 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x=1,74 \quad T_y = 9,46 \text{ KN}$$

$$M_z = -12,61x^2/2 + 31,41x$$

$$\text{pour } x=0 \quad M_z = 0 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour } x=0,96 \quad M_z = 34,17 \text{ KN.m}$$



## Chapitre III : calcul des éléments secondaires

### 2<sup>ème</sup> Tronçon :

$$1.74 < x < 3.24$$

$$T_y + 12.61 \times 1.74 + 15.96(x - 1.74) - 31.41$$

$$T_y = 37.27 - 15.96x$$

$$\text{pour } x = 1.74 \quad T_y = 9.46 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x = 3.24 \quad T_y = -14.44 \text{ KN}$$

$$M_z + 12.61 \times 1.74(1.74/2 + (x - 1.74)) + 15.96(x - 1.74)$$

$$M_z = -21.94(0.87 + (x - 1.74)) - 15.96(x - 1.74/2)^2$$

$$\text{pour } x = 1.74 \quad M_z = 34.17 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour } x = 3.24 \quad M_z = 31.92 \text{ KN.m}$$

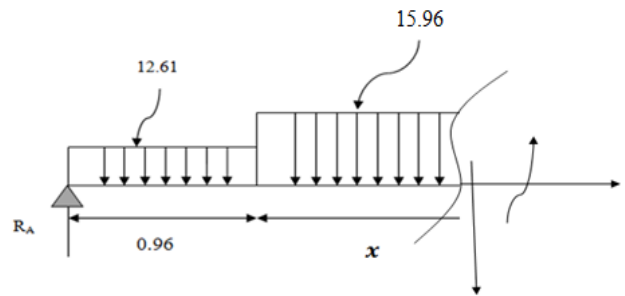
$$\text{Pour } T_y = 0 \quad M_z = M_z \text{ max}$$

$$T_y = 37.27 - 15.96x$$

$$X = 2.33 \text{ m}$$

$$M_{z(x)} = 21.94(0.87 + (x - 1.74)) - 15.96(x - 1.74/2)^2 + 31.44x$$

$$M_{z(2.33)} = 38.45 \text{ KN.m}$$



### 3<sup>ème</sup> Tronçon :

$$0 < x < 1.3$$

$$T_y = -34.54 + 15.45x$$

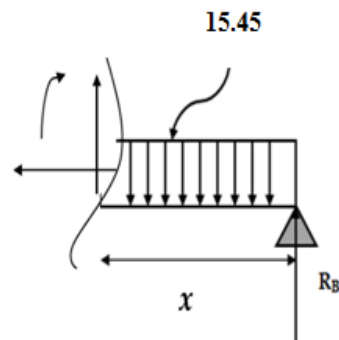
$$\text{Pour } x = 0 \quad T_y = -34.54 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x = 1.3 \quad T_y = -14.44 \text{ KN}$$

$$M_z = -15.45x^2/2 + 34.54x$$

$$\text{pour } x = 0 \quad M_z = 0 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour } x = 1.3 \quad M_z = 31.84 \text{ KN.m}$$



$$M_a = -0.3M_{z_{\max}} = -11.53 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85M_{z_{\max}} = 32.68 \text{ KN.m}$$

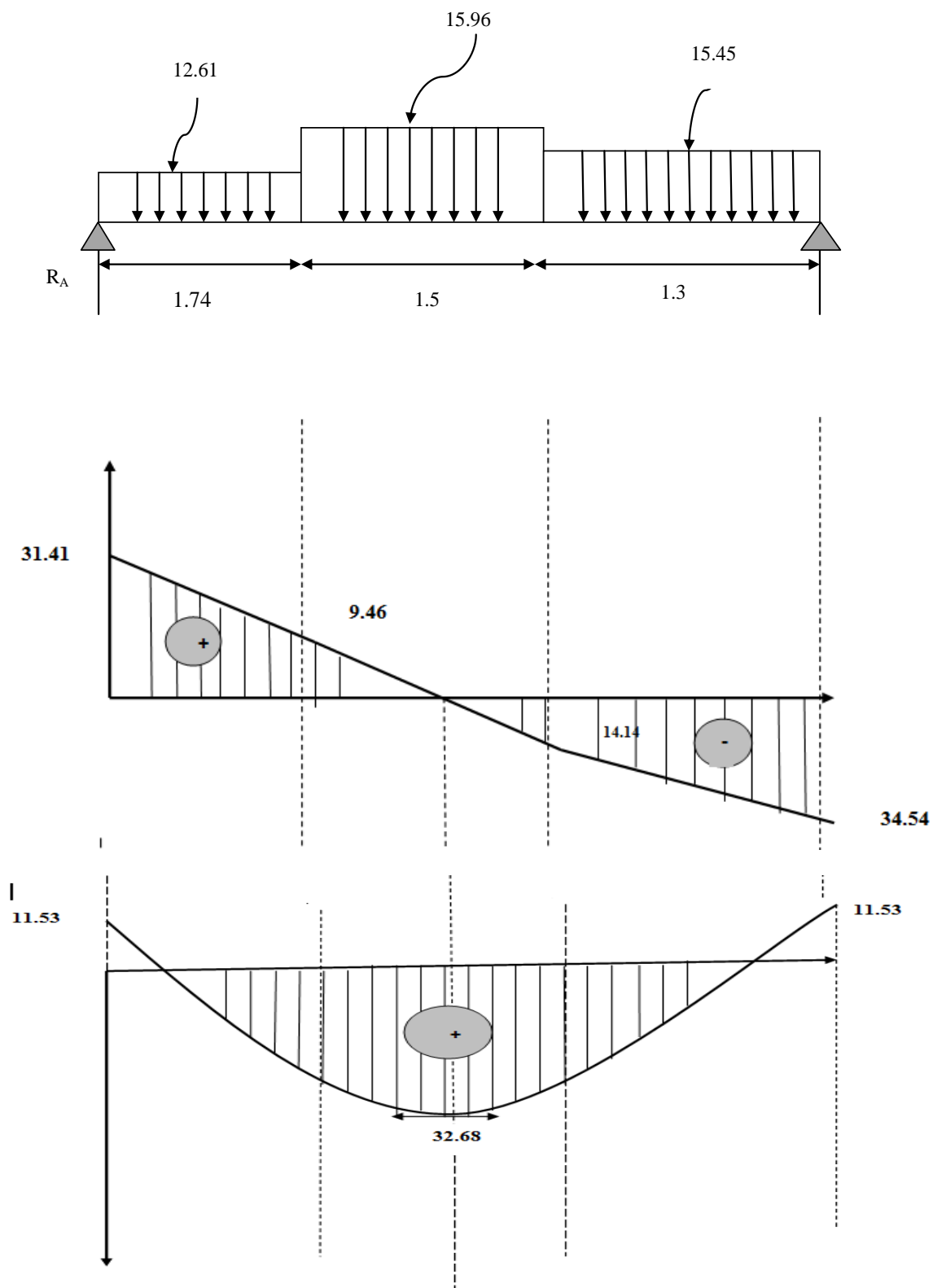


Figure III.8 : Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant.

### III-3-1-1-b : Calcul des armatures à L'ELU :

#### Ferraillage à l'E-L-U :

##### 1) armature principales :

##### a) Sur appuis :

$$v_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$v_u = \frac{11.53 \times 10^6}{1000.180^2.14.2} = 0.025 < 0.392 \rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$v=0.025 \longrightarrow \beta=0.9865$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{11.53 \times 10^6}{0.9865.180.348} = 186.58 \text{ mm}^2 = 1.86 \text{ cm}^2$$

Soit **4H10=3.14cm<sup>2</sup>** avec un espacement de 25cm

##### c) en travée :

$$v_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$v_u = \frac{32.68 \times 10^6}{1000.180^2.14.2} = 0.071 < 0.392 \rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$-v=0.071 \longrightarrow \beta=0.9635$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{32.68 \times 10^6}{0.9635.180.348} = 541.47 \text{ mm}^2 = 5.41 \text{ cm}^2$$

Soit **5h12=5.65cm<sup>2</sup>** avec un espacement de 20cm

##### 2) armatures de répartition :

##### Sur appuis :

$$A_r = \frac{A_a}{4}$$

$$A_r = \frac{314}{4} = 78.5 \text{ cm}^2$$

Soit  $4HA8=2.01\text{cm}^2$  avec un espacement de 20 cm

**En travée :**

$$A_r = \frac{A_a}{4}$$

$$A_r = \frac{565}{4} = 141.25\text{mm}^2 = 1.41\text{cm}^2$$

Soit  $4HA8=2.01\text{cm}^2$  avec un espacement de 20 cm.

**Ferraillage a l'E-L-U :**

**a) condition de non fragilité :(BAEL A-4-2-1)**

$$A_u > A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot 1000 \cdot 180 \cdot \frac{2.1}{400} = 217.37\text{mm}^2 = 2.17\text{cm}^2$$

$$A_t = 5.65 > 2.17 \rightarrow \text{condition vérifié.}$$

$$A_a = 3.14 > 2.17 \rightarrow \text{condition vérifié.}$$

**b) vérification de l'effort tranchant :(BAEL Art A-5-2-1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0.13f_{c28}; 5\text{MPa}\}$$

$$\tau_u = \frac{34.54 \times 10^3}{1000 \cdot 180} = 0.26\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{condition vérifié}$$

**c) Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9d \sum u_i} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$$\tau_{se} = \frac{34.52 \times 10^3}{0.9 \cdot 180 \cdot 188.4} = 1.13\text{MPa}$$

$$\sum u_i = 3 \cdot 14 \times 12 = 188.4\text{mm}$$

$$\bar{\tau}_{es} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa} \quad \text{avec : } \psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\text{Donc : } \tau_{se} = 0.89\text{MPa} < \bar{\tau}_{es} = 3.15\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$



### d) Influence de l'effort de tranchant sur le béton :(BAEL91 Art A-5.3.2.1)

$$T_u < \overline{T_u}$$

$$\overline{T_u} = \frac{0.4f_{c28} \times 0.9 \times b \times d}{\gamma_b}$$

$$T_u = 34.54 < \overline{T_u} = 1080 \text{KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### f) Influence de l'effort tranchant sur les armatures ( BAEL91/ Art A.5.1,321)

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_{u\max} + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A = 3.14 \geq \frac{1.15}{400} \left( 31.41 \times 10^3 - \frac{11.53 \times 10^6}{0.9 \times 180} \right) = 114.31 \text{mm}^2 = 1.14 \text{cm}^2$$

→ condition vérifiée .

### e) Calcul du scellement droit : (Art A.6.1.21/ BAEL91)

La longueur du scellement droit est donnée par la formule suivante :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{0.4 \bar{\tau}_{sc}}$$

Avec :  $\bar{\tau}_{sc} = 0.6 \psi f_{t28}$  : coefficient de scellement

$\psi_s = 1.5$  pour les barres à haute adhérence

$$\bar{\tau}_{sc} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$\text{D'où : } l_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 423.3 \text{mm} \longrightarrow l_s = 45 \text{cm.}$$

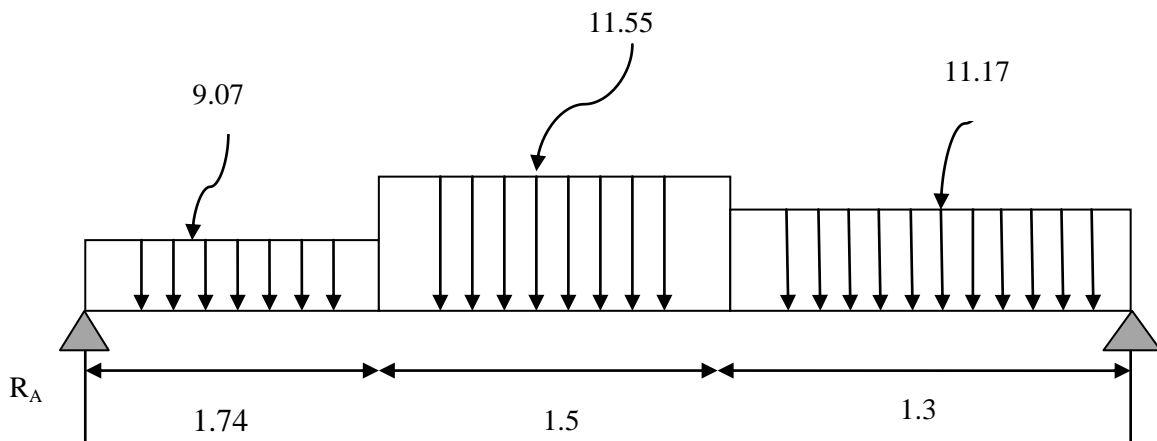
$$l_a = 0.4 l_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{cm} \longrightarrow l_a = 18 \text{cm.}$$

### e) l'espace des armatures :

Armatures principale :  $S_{\max} = 20 < \min(3h, 33 \text{cm}) = 33 \text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

Armatures de répartition :  $S_{\max} = 20 < \min(4h, 45 \text{cm}) = 33 \text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

## Calcul à ELS :



$$\Sigma F / y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (9.07 \times 1.74) + (11.55 \times 1.5) + (11.17 \times 1.3)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 47.62 \text{ kN}$$

$$\Sigma M / B = 0 \Rightarrow 4.45 R_A - 9.07 \times 1.74 (1.74/2 + 1.56 + 1.3) - 11.55 \times 1.5 (1.5/2 + 1.74) - 11.17 \times 1.3 (1.3/2)$$

$$R_A = 22.90 \text{ kN}$$

$$R_B = 24.71 \text{ kN}$$

### 1<sup>er</sup> tronçon:

$$0 < x < 1.74$$

$$T_y = -9.07x + 22.90$$

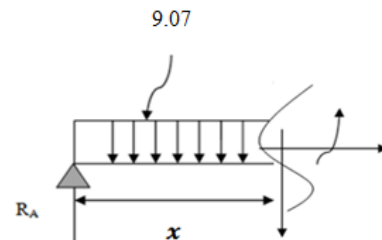
$$\text{pour } x=0 \quad T_y = 22.90 \text{ kN}$$

$$\text{Pour } x=1.74 \quad T_y = 7.11 \text{ kN}$$

$$M_z = -9.07x^2/2 + 22.90x$$

$$\text{pour } x=0 \quad M_z = 0 \text{ kN.m}$$

$$\text{Pour } x=1.74 \quad M_z = 26.11 \text{ kN.m}$$



### 2<sup>ème</sup> Tronçon :

$$1.74 < x < 3.24$$

$$T_y + 9.07 \times 1.74 + 11.5 (x - 1.74) - 22.90$$

$$T_y = -12.5x + 27.13$$

$$\text{pour } x=1.74 \quad T_y = 7.11 \text{ kN}$$

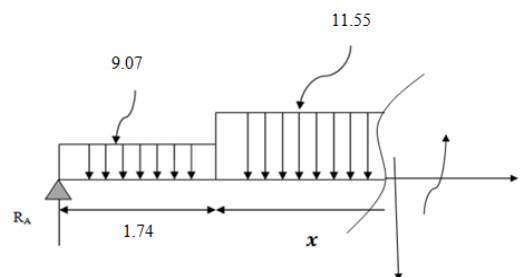
$$\text{Pour } x=3.24 \quad T_y = -10 \text{ kN}$$

$$M_z + 9.07 \times 1.74 (1.74/2 + (x - 1.74)) + 11.5 (x - 1.74)^2/2 - 22.90(x - 1.74)$$

$$M_z + 15.77(-8.7 + x) + 11.5(x - 1.74)^2/2 - 22.90x$$

$$\text{pour } x=1.74 \quad M_z = 26.11 \text{ kN.m}$$

$$\text{Pour } x=3.24 \quad M_z = 22.38 \text{ kN.m}$$



Pour  $T_y=0$   $M_z = M_z \text{ max}$   
 $T_y = -12.5x + 27.13$   
 $X = 2.35\text{m}$

$M_{z(2.35)} = 28.33\text{KN.m}$

**3<sup>ém</sup>e Tronçon :**

$0 < x < 1.3$

$T_y = -24.71 + 11.7x$

pour  $x=0$   $T_y = -24.71\text{KN}$

Pour  $x=1.3$   $T_y = -10\text{KN}$

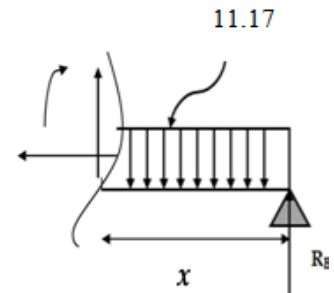
$M_z = -11.7x^2/2 + 24.71x$

pour  $x=0$   $M_z = 0\text{KN.m}$

Pour  $x=1.3$   $M_z = 22.38\text{KN.m}$

**$M_a = -0.3M_{z_{\text{max}}} = -8.49\text{KN.m}$**

**$M_t = 0.85M_{z_{\text{max}}} = 24.08\text{KN.m}$**



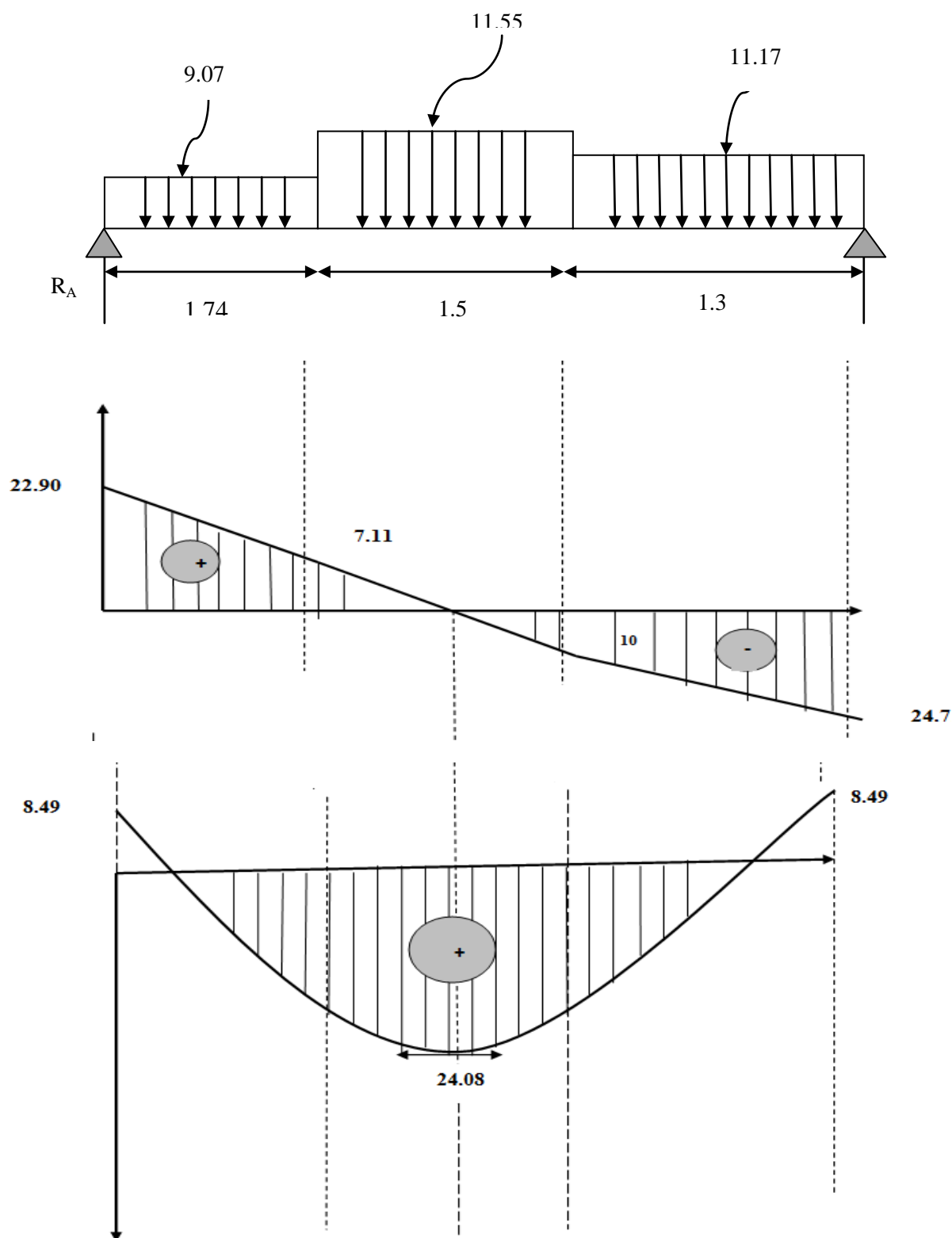


Figure III.9 : Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant.

### III-3-1-1-c : Calcul à l'ELS

- **Etat limite d'ouverture des fissurations :** [BAEL 91 article A.5.3-4]

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

- **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

Il faut vérifier :

- Les contraintes dans le béton :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

- Les contraintes dans l'acier :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\text{Et : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_{st}}$$

$\beta$  ;  $K_1$  : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de  $\rho$ , qui égale à :  $\rho = \frac{100 A_{st}}{d b_0}$

**a) En travée :**

$$A_t = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100 \times 565}{1000 \times 180} = 0,313 \Rightarrow K_1 = 42.14, \quad \beta = 0,9125$$

$$\sigma_{st} = \frac{24.08 \times 10^6}{565 \times 0.9125 \times 180} = 259.47 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 259.47 \text{ Mpa} < 348 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{259.47}{42.14} = 5.96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.96 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**d) Sur appuis :**

La section d'armatures adoptée en travée :

$$A_s = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2.$$

$$\rho = \frac{100 \times 314}{1000 \times 180} = 0.174 \Rightarrow \beta = 0.932, \quad K_1 = 58.53$$

$$\sigma_s = \frac{8.49 \times 10^6}{314 \times 0.932 \times 180} = 161.17 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 161.17 \text{ Mpa} < 348 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{161.17}{58.53} = 2.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.33 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la flèche (état limite de déformation) :** (Article B.6.5-2 du BAEL91 modifié 99).

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \\ \frac{A_t}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \rightarrow \frac{0.2}{4.54} = 0.04 < 0.062 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Une des conditions n'est pas vérifiée donc on passe à la vérification de la flèche

$$f < \bar{f}$$

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{348 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$E_v$  : module de déformation différé

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

$$q = \max(9.07 ; 11.55 ; 11.17) \Rightarrow q = 11.55 \text{ KN/ml}$$

$I$  : moment d'inertie de la section homogénéisée

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

$$V_1 = \frac{S_x}{B_0}$$

$$S_x : \text{moment statique } S_x = \frac{b h^2}{2} + 15 A_t d$$

$B_0$  : Aire de la section homogénéisée

$$B_0 = b h + 15 A_t$$

$$S_x = \frac{1000 \cdot 200^2}{2} + 15 \cdot 565 \cdot 180 = 21525500 \text{ mm}^3$$

### Chapitre III : calcul des éléments secondaires

---

$$B_0 = bh + 15A_t = 1000 \cdot 200 + 15 \cdot 565 = 208475 \text{ mm}^2$$

$$V_1 = \frac{21525500}{208475} = 103.2 \text{ mm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 200 - 103.2 = 96.8 \text{ mm}$$

$$I = \frac{1000}{3} (103.2^3 + 96.8^3) + 15 \cdot 565 (96.8 - 20)^2 = 42215423.85 \text{ mm}^4$$

$$f = \frac{5.11 \cdot 55 \cdot (4.54 \cdot 10^3)^4}{348.10818,86 \cdot 42215423.85} = 0.00009 < 8.4 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

### III-3-2 : Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension  $(b \times h)$ . Elle est soumise à son poids propre et la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encastree à ses extrémités dans les deux poteaux.

Pré dimensionnement :

➤ Hauteur :

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

$$\frac{350}{15} \leq h_t \leq \frac{350}{10} = 23.33 < h_t < 35$$

$$h_t = 30 \text{ cm}$$

➤ Largeur :

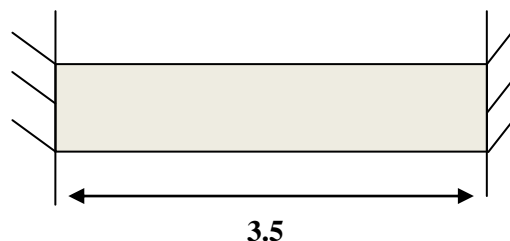
$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

$$12 < b < 21$$

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

$$\left. \begin{array}{l} h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ b = 20 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h/b = 1.5 < 4 \end{array} \right\} \rightarrow \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

$$(b \times h_t) = (30 \times 20) \text{ cm}^2.$$



#### III-3-2-1 : Détermination des charges et des surcharges :

- Poids propre de la poutre :  $G_p = 25 \times 0.20 \times 0.30 = 1.50 \text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation :  $Q = 2.5 \text{ KN/m}$
- Réaction du palier à l'ELU : ..... = 34.54 KN
- Réaction du palier à l'ELS : ..... = 24.71 KN
- 

➤ **Combinaisons à considérer :**

**A l'ELU :**

$$q_u = 1.35 G + 2 (T_u / L) = 1.35 \times (1.50) + 2 \times (34.54 / 3.50) = 21.76 \text{ KN/ml.}$$

**A l'ELS :**

$$q_s = G + 2 (T_s / L) = 1.5 + 2 \times (24.71 / 3.50) = 15.62 \text{ KN/ml.}$$



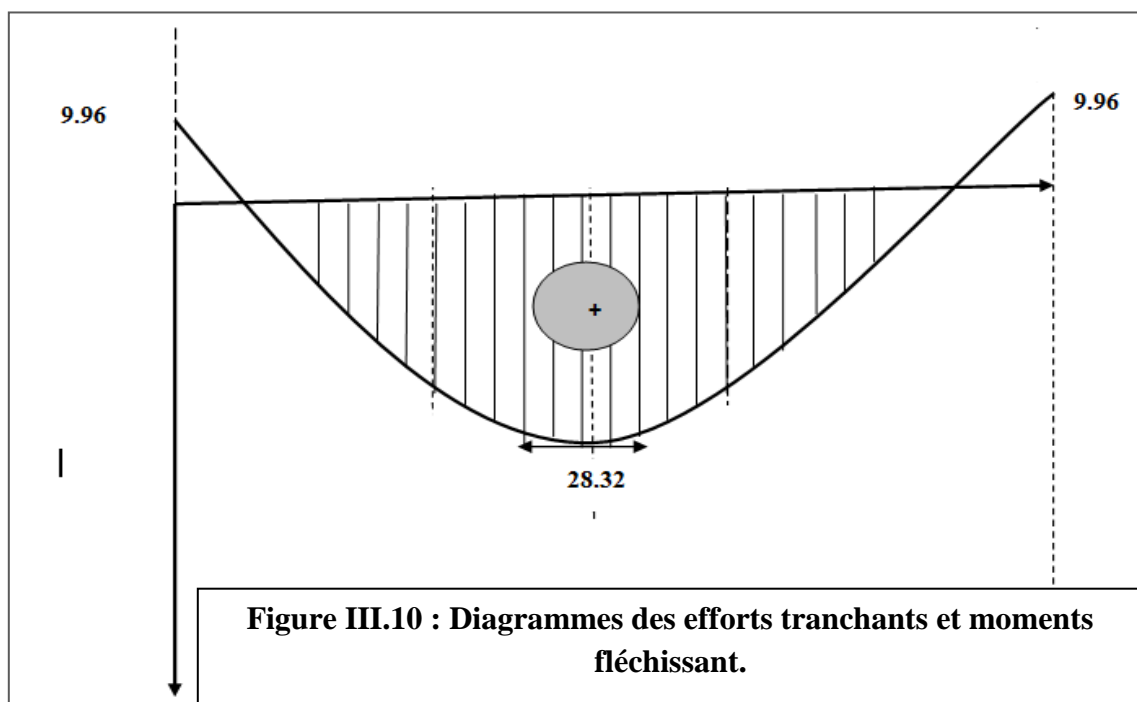
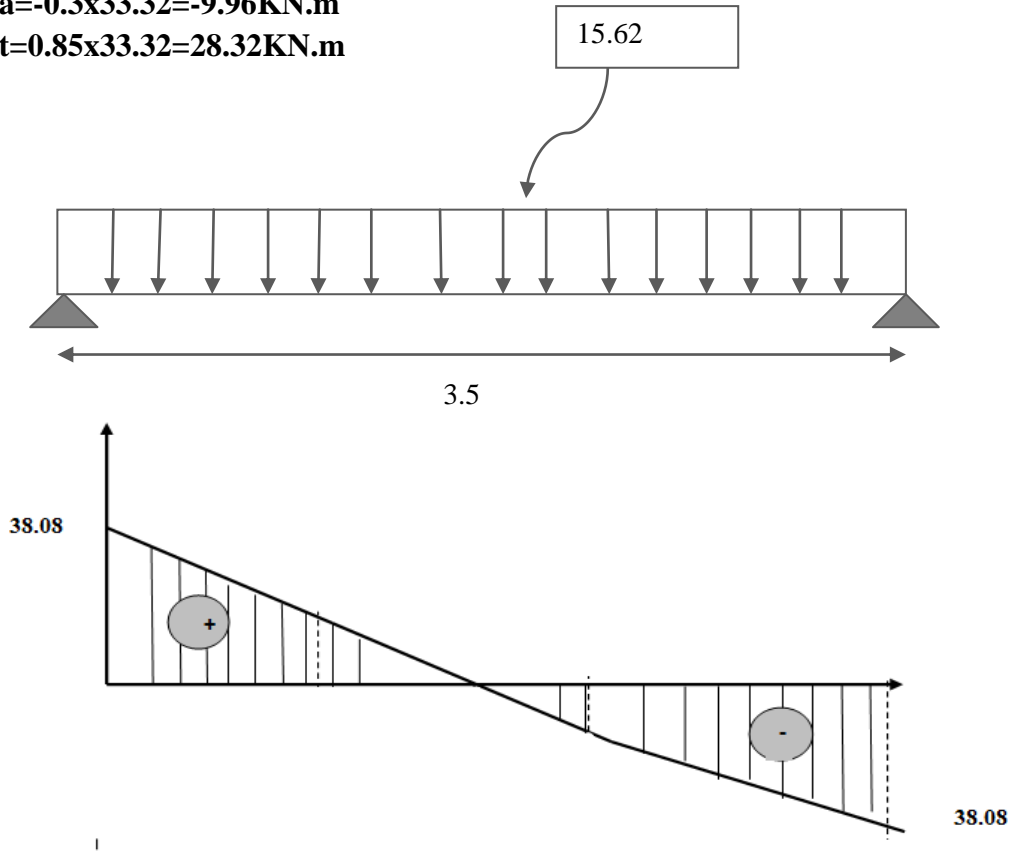
## III.3.3 Calcul à l'ELU :

$$M_u = q_u \frac{l^2}{8} = 21.76 \frac{3.5^2}{8} = 33.32 \text{ KN.m}$$

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{21.76 \times 3.5}{2} = 38.05 \text{ KN}$$

$$M_a = -0.3 \times 33.32 = -9.96 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times 33.32 = 28.32 \text{ KN.m}$$



### III-3-2-2 : Calcul des armatures à L'ELU :

#### Ferraillage à l'E-L-U :

##### 1) armature principales :

##### a) en travée :

$$v_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$v_u = \frac{23.32 \times 10^6}{200.280.14.2} = 0.12 < 0.392 \rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$v=0.12 \longrightarrow \beta=0.936$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{28.32 \times 10^6}{0.936.280.348} 310.51 = 3.10 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 3H12=3.39 \text{ cm}^2$$

##### b) Sur appuis :

$$v_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$v_u = \frac{9.96 \times 10^6}{200.280^2.14.2} = 0.04 < 0.392 \rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$-v=0.04 \longrightarrow \beta=0.980$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{9.96 \times 10^6}{0.980.280.348} = 104.30 \text{ mm}^2 = 1.04 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 3h12=3.39 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } 25 \text{ cm}$$

**Ferraillage a l'E-L-U :**

**a)condition de non fragilité :(BAEL A-4-2-1)**

$$A_u > A_{min}$$

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23.200.280. \frac{2.1}{400} = 67.62 \text{mm}^2 = 0.67 \text{cm}^2$$

$$A_t = 3.39 > 0.67 \rightarrow \text{condition vérifié}$$

$$A_a = 3.39 > 0.67 \rightarrow \text{condition vérifié}$$

**b) vérification de l'effort tranchant :(BAEL Art A-5-2-1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u = \min\{0.13f_{c28}; 5\text{MPa}\}$$

$$\tau_u = \frac{38.08 \times 10^3}{200.280} = 0.68 \text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**c)Vérification de la contrainte d'adhérence : BAEL91.ArtA6.1.3**

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$$\tau_{se} = \frac{38.08 \times 10^3}{0.9 \cdot 280 \cdot 113.04} = 1.33 \text{Mpa}$$

$$\sum u_i = 3 \times 3, 14 \times 12 = 113.04 \text{mm}$$

$$\bar{\tau}_{es} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa} \quad \text{avec : } \psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\text{Donc : } \tau_{se} = 1.33 \text{MPa} < \bar{\tau}_{es} = 3.15 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**d) Influence de l'effort de tranchant sur le béton :(BAEL91 Art A-5.3.2.1)**

$$T_u < \bar{T}_u$$

$$\bar{T}_u = \frac{0.4f_{c28} \times 0.9 \times b \times d}{\gamma_b}$$

$$\bar{T}_u = \frac{0.4 \times 25 \times 0.9 \times 200 \times 280}{1.5} = 336000 \text{N} = 336 \text{KN}$$

$$T_u = 38.08 < \bar{T}_u = 336 \text{KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### f) Influence de l'effort tranchant sur les armatures (BAEL91/ Art A.5.1, 321)

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_{umax} + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

$$A = 3.14 \geq \frac{1,15}{400} \left( 38.08 \times 10^3 - \frac{9.96 \times 10^6}{0,9 \times 280} \right) = -4.15 \text{ mm}^2 = -0.041 \text{ cm}^2$$

→ condition vérifiée

### d) Calcul du scellement droit : (Art A.6.1.21/ BAEL91)

La longueur du scellement droit est donnée par la formule suivante :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{0,4 \bar{\tau}_{sc}}$$

Avec :  $\bar{\tau}_{sc} = 0,6 \psi_s f_{t28}$  : coefficient de scellement

$\psi_s = 1,5$  pour les barres à haute adhérence

$$\bar{\tau}_{sc} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$\text{D'où } l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 423.3 \text{ mm} \longrightarrow l_s = 45 \text{ cm.}$$

$$l_a = 0,4 l_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm} \longrightarrow l_a = 18 \text{ cm.}$$

### e) l'espace des armatures :

Armatures principale :  $S_{\max} = 25 < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow$  condition vérifiée

Armatures de répartition :  $S_{\max} = 20 < \min(4h, 45 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow$  condition vérifiée

### f) Diamètre des armatures transversales : (Article A.7.2-2 du BAEL 91).

$$\Phi_t < \min \{ \Phi ; h/35 ; b/10 \} = \min \{ 12 ; 8,57 ; 20 \} = 8,57 \text{ mm}$$

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

**Espacement des barres :** (Article 7.5-2-2 du RPA 99 version 2003).

**En zone nodale (appuis)**

$$S_t \min \{ h/4 ; 12 \Phi ; 25 \text{ cm} \} = 7,5 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 6 \text{ cm}$

**En zone courante (travée)**

$$S_t \leq h/2 = 30/2 = 15 \text{ cm}$$

On prend:  **$S_t = 15 \text{ cm}$**

**- Quantité d'armatures transversales minimales :**(Article 7.5-2-2 du RPA 99 - 2003).

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b \leq A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,9 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Conclusion:**

On prend : un cadre et un étrier en **HA8** tel que  **$A_t = 2,01 \text{ cm}^2$**

$$M_u = q_u \frac{l^2}{8} = 15.62 \frac{3.5^2}{8} = 23.91 \text{ KN.m}$$

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{15.62 \times 3.5}{2} = 27.33 \text{ KN}$$

$$\mathbf{Ma = -0.3 \times 23.91 = -7.17 \text{ KN.m}}$$

$$\mathbf{Mt = 0.85 \times 23.91 = 20.32 \text{ KN.m}}$$

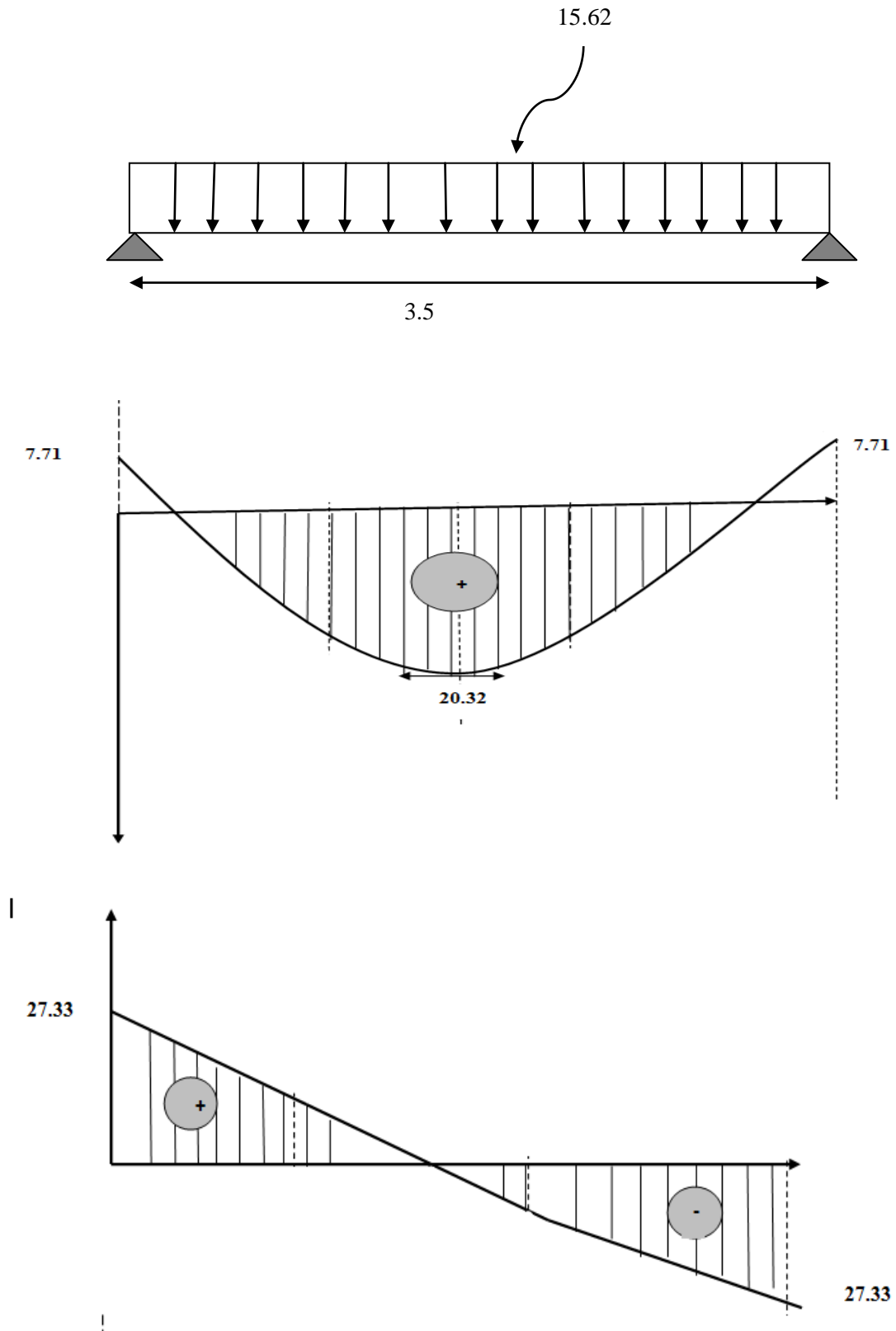


Figure III.11 : Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant.

## Chapitre III : calcul des éléments secondaires

### · Etat limite d'ouverture des fissurations : [BAEL 91 article A.5.3-4]

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

### · Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

Il faut vérifier :

➤ Les contraintes dans le béton :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

➤ Les contraintes dans l'acier :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\text{Et : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_{st}}$$

$\beta$  ;  $k_1$  : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de  $\rho$ , qui égale à :  $\rho = \frac{100 A_{st}}{d b_0}$

#### a) En travée :

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100 \times 339}{200 \times 280} = 0,606 \Rightarrow K_1 = 28.48, \quad \beta = 0,885$$

$$\sigma_{st} = \frac{20.32 \times 10^6}{339 \times 0.885 \times 280} = 241.89 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 241.89 \text{ Mpa} < 348 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{241.89}{28.48} = 8.49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.49 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

#### b) Sur appuis :

La section d'armatures adoptée en travée :

$$A_s = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2.$$

$$\rho = \frac{100 \times 314}{200 \times 280} = 0.56 \Rightarrow \beta = 0.8885, \quad K_1 = 29.84$$

### Chapitre III : calcul des éléments secondaires

---

$$\sigma_s = \frac{7.17 \times 10^6}{314 \times 0.8885 \times 280} = 91.78 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 91.78 \text{ Mpa} < 348 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{91.78}{29.84} = 3.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.07 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Vérification de la flèche (état limite de déformation) :** (Article B.6.5-2 du BAEL91 modifié 99).

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

$$\left\{ \begin{array}{lll} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} & \longrightarrow & \frac{30}{350} = 0.085 > 0.062 \longrightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} & \longrightarrow & 0.084 = 0.084 \longrightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_t}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} & \longrightarrow & 0.06 < 0.0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les 3 conditions sont vérifiées  $\rightarrow$  pas de calcul de flèche

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.



### III-4 : Etude de la charpente :

#### Introduction :

Notre bâtiment comporte une charpente en bois, caractérisé par deux versants inclinés de même angle  $\alpha = 20^\circ$  pour chacun, supportant une couverture en tuiles reposant de part et d'autre sur des murs pignons.

Dans l'étude de notre charpente, nous nous intéressons à déterminer les efforts revenant à chaque élément (pannes, chevrons, liteaux) et à vérifier leurs résistances sous les différentes sollicitations.

#### Les différents éléments de la charpente :

- Tuiles.
- Liteaux.
- Chevrons.
- Panne sablière, panne faitière, panne intermédiaire.
- Murs pignons.

#### III-4-1 : Détermination des charges :

##### ❖ Charge permanente :

Poids des tuiles (litage compris) ..... **0,4KN/m<sup>2</sup>.**

Poids des pannes et des chevrons..... **0,12KN/m<sup>2</sup>.**

$$\mathbf{G=0,52KN/m^2}$$

##### ❖ Charge d'exploitation :

Poids de la neige ..... **1KN/m<sup>2</sup>.**

$$\mathbf{Q=1,00KN/m^2}$$

##### ❖ Combinaison d'actions :

a) A l'ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 0,52 + 1,5 \times 1,00$

$$\mathbf{q_u=2,202KN/m^2}$$

b) A l'ELS :  $q_s = G + Q = 0,52 + 1,00$

$$\mathbf{q_s=1,52KN/m^2}$$

### III-4-2 : Détermination des efforts revenant aux différents éléments à l'ELU :

#### a-Effort revenant à la panne :

##### ❖ Calcul des pannes :

- l'espacement des pannes est égal à :  $1,2\text{m} \leq e_p \leq 1,8\text{m}$

on prend :  $e_p = 1,65\text{m}$

- la portée des pannes est :  $l_p = 3,20\text{m}$   
 $q_p = q_u \times e_p = 2,202 \times 1,65 = 3,633\text{KN/ml}$ .

Le calcul des pannes se fera en flexion déviée

Versant:  $\alpha = 20^\circ$ .

$$q_x = q_p \times \sin \alpha = 3,633 \times 0,342 = 1,242 \text{ KN/n}$$

$$q_y = q_p \times \cos \alpha = 3,633 \times 0,939 = 3,411 \text{ KN/ml}.$$

##### ❖ Vérification des contraintes:

$$\sigma_f = \frac{M_{fx}}{\frac{I_{xx'}}{V}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_{yy'}}{V}} \leq \overline{\sigma}_f$$

#### ➤ Calcul des moments de flexion: $\alpha = 20^\circ$ .

$$\text{Suivant l'axe (xx')} : M_{fy} = q_x \frac{l_p^2}{8} = 1,242 \frac{3,2^2}{8} = 1,589 \text{ KN.m}$$

$$\text{Suivant l'axe (yy')} : M_{fx} = q_y \frac{l_p^2}{8} = 3,411 \frac{3,2^2}{8} = 4,366 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{fy} = 1,589 \text{ KN.m} \\ M_{fx} = 4,366 \text{ KN.m} \end{cases}$$

#### Choix de la section des pannes :

Soit une section de  $(10,5 ; 22,5)\text{cm}^2$ .

#### ➤ Calcul des modules de résistance :

$$\left\{ \begin{array}{l} W_x = \frac{I_{xx'}}{V} \text{ Module de résistance } xx' \\ W_y = \frac{I_{yy'}}{V} \text{ Module de résistance } yy' \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} W_x = \frac{I_{xx'}}{V} = \frac{bh^3}{12} \frac{2}{h} = \frac{bh^2}{6} = \frac{10,5 \times 22,5^2}{6} = 885,93 \text{ cm}^3 \\ W_y = \frac{I_{yy'}}{V} = \frac{b^3h}{12} \frac{2}{h} = \frac{b^3}{6} = \frac{10,5^3}{6} = 192,93 \text{ cm}^3 \end{array} \right.$$

Donc : 
$$\left\{ \begin{array}{l} W_x = 885,93 \text{ cm}^3 \\ W_y = 192,93 \text{ cm}^3 \end{array} \right.$$

D'où : 
$$\sigma_f = \frac{4,366 \times 10^2}{885,93} + \frac{1,589 \times 10^2}{192,93} = 1,316 \text{ KN/cm}^2 \rightarrow \sigma_f = 132 \text{ daN/cm}^2 .$$

Sachant que le bois utilisé est de catégorie I, avec  $\sigma = 142 \text{ daN/cm}^2$  ( **Art 3.12 CB71** )

$\sigma_f = 132 \text{ daN/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \Rightarrow$  la section choisie est bonne.

➤ **Vérification de la flèche pour les pannes : ( Art 4.962 CB71 )**

$$f = \frac{5\sigma_f L^2 p}{48 E_f \frac{h}{2}} \leq \bar{f} = \frac{L}{300}$$

La vérification de la flèche se fera à l'ELS :

$$q_p = q_s \times e_p = 1,5 \times 1,65 = 2,475 \text{ KN/ml}.$$

$$q_x = q_p \times \sin \alpha = 2,475 \times 0,342 = 0,846 \text{ KN/ml}.$$

$$q_y = q_p \times \cos \alpha = 2,475 \times 0,939 = 2,324 \text{ KN/ml}.$$

La flèche admissible :

$$\bar{f} = \frac{L}{300} \quad \text{avec: } L : \text{ la portée de la panne.}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{300} = \frac{320}{300} = 1,06 \text{ cm}.$$

La valeur de la flèche réelle est donnée par ( **Art 4.011 CB71** ) :

$$f = \frac{5\sigma_f L^2 p}{48 E_f \frac{h}{2}}$$

avec :  $E_f = 11000 \sqrt{\sigma_f} = 11000 \sqrt{142} = 131080,13 \text{ daN/cm}^2.$

$$f = \frac{5 \times 132 \times (320)^2}{48 \times 131080,13 \times \frac{22,5}{2}} = 0,954 \text{ cm} < \bar{f} = 1,06 \text{ cm} \quad \text{--- condition vérifiée.}$$

Donc : la section adoptée est bonne (10,5 x 22,5)cm<sup>2</sup>.

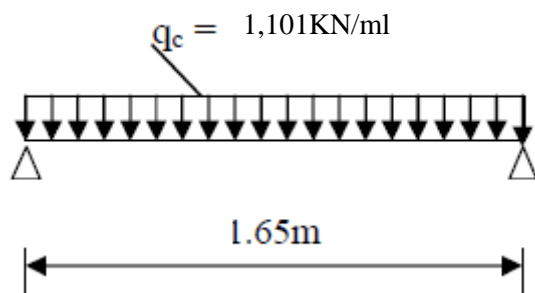
### b-Efforts revenants aux chevrons :

#### ❖ Calcul des chevrons :

- l'espacement des pannes est égal à :  $0,2\text{m} \leq e_c \leq 0,6\text{m}$

on prend :  $e_p = 0,5\text{m}$

- la portée des pannes est :  $l_c = 1,65\text{m}$   
 $q_p = q_u \times e_c = 2,202 \times 0,5 = 1,101 \text{ KN/ml.}$



D'après les règles CBA-71, le calcul se fera en flexion simple sous  $q_c$  pour une poutre continue de section (5x7) cm<sup>2</sup>.

#### ➤ Calcul du moment statique :

$$M_0 = q_c \frac{l_c^2}{8}$$

$$M_0 = 1,101 \frac{1,65^2}{8} = 0,374 \text{ KN.m}$$

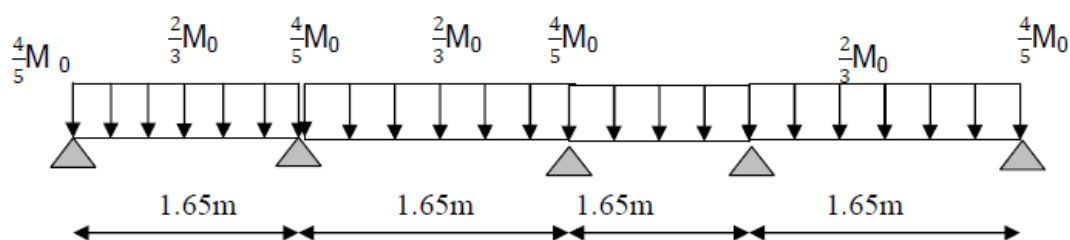
#### ➤ Moments en travées et aux appuis :

la valeur des moments aux appuis est :  $M_a = \frac{4}{5} M_0$

$$\Rightarrow M_a = 0.3 \text{ KNm}$$

la valeur des moments en travées est :  $M_t = \frac{2}{3} M_0$

$$\Rightarrow M_t = 0.25 \text{ KNm}$$



Aux appuis :  $M_a = 0.299 \text{ KNm}$

En Travée :  $M_t = 0.249 \text{ KNm}$

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma = \frac{M}{I} \quad \text{d'ou : } \frac{I}{V} = \frac{bh^2}{6}$$

**A-** Aux appuis :  $\sigma_a = \frac{0,299 \times 10^4}{\frac{5 \times 7^2}{6}} = 73,230 \text{ daN/cm}^2.$

$\Rightarrow \sigma_t = 72,230 \text{ daN/cm}^2 < \sigma = 142 \text{ daN/cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$

**B-** En travée :  $\sigma_t = \frac{0,249 \times 10^4}{\frac{5 \times 7^2}{6}} = 60,98 \text{ daN/cm}^2.$

$\Rightarrow \sigma_t = 60,98 \text{ daN/cm}^2 < \sigma = 142 \text{ daN/cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$

➤ **Vérification de la flèche pour les chevrons : ( Art 4.962 CB71 )**

$$f = \frac{5\sigma L_c^2}{48 E_f \frac{h}{2}} \leq \bar{f} = \frac{L_c}{200}$$

La flèche admissible :

$\bar{f} = \frac{L_c}{200}$  avec:  $L_c$  : la portée de la panne.

$\bar{f} = \frac{L_c}{200} = \frac{165}{200} = 0,825 \text{ cm.}$

La valeur de la flèche réelle est donnée par ( Art 4.011 CB71 ) :

$f = \frac{5\sigma L_c^2}{48 E_f \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 73,230 \times 165^2}{48 \times 131080,13 \times \frac{7}{2}} = 0,452 \text{ cm.}$

$f = 0,452 \text{ cm} < \bar{f} = 0,825 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$

## Chapitre III : calcul des éléments secondaires

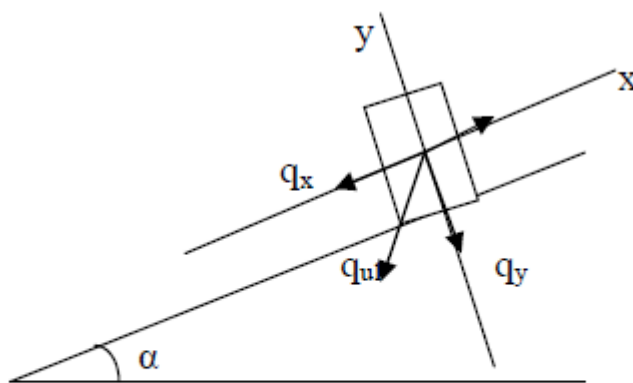
Donc : Les vérifications étant satisfaites, on maintient la section choisie, soit  $(5 \times 7) \text{ cm}^2$ .

### C-Efforts revenants aux liteaux:

#### ❖ Calcul des liteaux :

L'étude des liteaux se fera de la même manière que l'étude des pannes

- l'espacement des liteaux est égal à :  $e_p = 0.3\text{m}$ .
- La portée des liteaux égal à l'espacement des cheverons  $\Rightarrow L_l = 0,5\text{m}$ .



### Chargement des liteaux à l'ELU.

$$q_l = q_u \times e_p = 2,202 \times 0,3 = 0,660 \text{ KN/ml}.$$

Le calcul des liteaux se fera en flexion déviée :

Versant :  $\alpha = 20^\circ$ .

$$q_x = q_l \times \sin \alpha = 0,660 \times 0,342 = 0,225 \text{ KN/ml}.$$

$$q_y = q_l \times \cos \alpha = 0,660 \times 0,939 = 0,620 \text{ KN/ml}.$$

#### ❖ Verification des contraintes:

$$\sigma_f = \frac{M_{fx}}{\frac{I_{xx'}}{V}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_{yy'}}{V}} \leq \overline{\sigma}_f$$

## Chapitre III : calcul des éléments secondaires

➤ **Calcul des moments de flexion:**  $\alpha = 20^\circ$ .

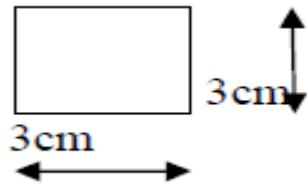
Suivant l'axe (xx') :  $M_{fy} = q_x \frac{l^2 l}{8} = 0,225 \frac{0,5^2}{8} = 0,0070 \text{ KN.m}$

Suivant l'axe (yy') :  $M_{fx} = q_y \frac{l^2 l}{8} = 0,620 \frac{0,5^2}{8} = 0,019 \text{ KN.m}$

Donc : 
$$\begin{cases} M_{fy} = 0,007 \text{ KN.m} \\ M_{fx} = 0,019 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Choix de la section des pannes :**

Soit une section de (3 ; 3)cm<sup>2</sup>.



➤ **Calcul des modules de résistance :**

$$\begin{cases} W_x = \frac{I_{xx'}}{V} \text{ Module de résistance } xx' \\ W_y = \frac{I_{yy'}}{V} \text{ Module de résistance } yy' \end{cases}$$

$$\begin{cases} W_x = \frac{I_{xx'}}{V} = \frac{bh^3}{12} \frac{2}{h} = \frac{bh^2}{6} = \frac{3 \times 3^2}{6} = 4,5 \text{ cm}^3 \\ W_y = \frac{I_{yy'}}{V} = \frac{b^3 h}{12} \frac{2}{h} = \frac{b^3}{6} = \frac{3^3}{6} = 4,5 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

Donc :  $W_x = W_y = 4,5 \text{ cm}^3$

D'où :  $\sigma_f = \frac{0,019 \times 10^2}{4,5} + \frac{0,007 \times 10^2}{4,5} = 0,577 \text{ KN/cm}^2 \longrightarrow \sigma_f = 57,70 \text{ daN/cm}^2$ .

Sachant que le bois utilisé est de catégorie I, avec  $\sigma = 142 \text{ daN/cm}^2$  (**Art 3.12 CB71**)

$\sigma_f = 57,70 \text{ daN/cm}^2 \leq \overline{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \Rightarrow$  la section choisie est bonne (3x3) cm<sup>2</sup>.

- **Calcul du moment statique :**

$$M_0 = q_c \frac{l^2}{8}$$

$$M_0 = 0,660 \frac{1,65^2}{8} = 0,020 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travées et aux appuis :**

La valeur des moments aux appuis est :  $M_a = \frac{4}{5} M_0$

$$\Rightarrow M_a = 0,016 \text{ KN.m}$$

La valeur des moments en travées est :  $M_t = \frac{2}{3} M_0$

$$\Rightarrow M_t = 0,013 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :  $M_a = 0,016 \text{ KN.m}$

En Travée :  $M_t = 0,013 \text{ KN.m}$

- **Vérification des contraintes :**

$$\sigma = \frac{M}{\frac{I}{v}} \quad \text{d' ou : } \frac{I}{v} = \frac{bh^2}{6}$$

A-Aux appuis :  $\sigma_a = \frac{0,016 \times 10^4}{\frac{3 \times 3^2}{6}} = 35,55 \text{ daN/cm}^2$ .

$$\Rightarrow \sigma_t = 35,55 \text{ daN/cm}^2 < \sigma = 142 \text{ daN/cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

B-En travée :  $\sigma_t = \frac{0,013 \times 10^4}{\frac{5 \times 7^2}{6}} = 28,88 \text{ daN/cm}^2$ .

$$\Rightarrow \sigma_t = 28,88 \text{ daN/cm}^2 < \sigma = 142 \text{ daN/cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifié}$$

- **Vérification de la flèche pour les pannes : ( Art 4.962 CB71 )**

$$f = \frac{5\sigma_f L^2 l}{48 E_f \frac{h}{2}} \leq \bar{f} = \frac{L}{200}$$

La flèche admissible :

$$\bar{f} = \frac{L}{200} \quad \text{avec: } L : \text{ la portée de la panne.}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{200} = \frac{50}{200} = 0,25 \text{ cm.}$$



## Chapitre III : calcul des éléments secondaires

---

La valeur de la flèche réelle est donnée par ( **Art 4.011 CB71** ) :

$$f = \frac{5\sigma_f L^2 l}{48 E_f \frac{h}{2}}$$

Avec :  $E_f = 11000\sqrt{\bar{\sigma}_f} = 11000\sqrt{142} = 131080,13 \text{ daN/cm}^2$ .

$$f = \frac{5 \times 42,22 \times (50)^2}{48 \times 131080,13 \times \frac{3}{2}} = 0,055 \text{ cm} < \bar{f} = 0,25 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc : les vérifications étant satisfaites, on maintient la section choisie (3x3) cm<sup>2</sup>.

# Chapitre V : Ferrailage des éléments

## V-1 : Ferrailage des poteaux

### V-1-1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal, transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	$F_c(\text{MPa})$	$F_{c28}$	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$F_{bu}$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Durable	400	25	1.5	1.15	14.2	348
accidentelle	400	25	1.15	1	21.73	400

### Caractéristique mécanique des matériaux

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons les plus défavorables dans les deux directions en tenant compte de ces trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et moment correspondant.  $N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$
- Effort normal minimal et moment correspondant.  $N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$
- Moment maximal et effort normal correspondant.  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$

### ❖ Recommandations de L'RPA99 « version 2003 » :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de 0.9% (zone III).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de couvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $50\Phi$  (zone III).
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 20 cm (zone III).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si à possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

### 1) Armatures longitudinales :

#### a) Le pourcentage minimal $\rightarrow A_{\min} = 0.9\% bh$

Poteau (45\*45)  $\rightarrow 0.009 \times 45 \times 45 = 18.225 \text{ cm}^2$

Poteau (40\*40)  $\rightarrow 0.009 \times 40 \times 40 = 14.40 \text{ cm}^2$

Poteau (35\*35)  $\rightarrow 0.009 \times 35 \times 35 = 11.025 \text{ cm}^2$

Poteau (30\*30)  $\rightarrow 0.009 \times 30 \times 30 = 8.10 \text{ cm}^2$

#### b) le pourcentage maximal en zone de recouvrement $\rightarrow 6\% bh$

Poteau (45\*45)  $\rightarrow 0.06 \times 45 \times 45 = 121 \text{ cm}^2$

Poteau (40\*40)  $\rightarrow 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

## Chapitre V : Ferrailage des éléments

Poteau (35\*35)  $\rightarrow 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$

Poteau (30\*30)  $\rightarrow 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

**c) le pourcentage maximal en zone courante  $\rightarrow 4\% bh$**

Poteau (45\*45)  $\rightarrow 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

Poteau (40\*40)  $\rightarrow 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

Poteau (35\*35)  $\rightarrow 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

Poteau (30\*30)  $\rightarrow 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

### 2) les armatures transversales :

Le rôle des armatures transversal consiste à :

- empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinal
- reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement
- positionner les armatures longitudinales

Leur calcul se fait à l'aide de la formule suivante (RPA 99 rev2003 Art 7.4.22)

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho v_u}{h_t f_e}$$

$A_t$  : effort tranchant de calcul.

$h_t$  : Hauteur de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique des armatures transversales.

$\rho$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant;

$$\begin{cases} \rho = 2.5 & \text{si l'elancement géométrique } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 & \text{si l'elancement géométrique } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$t$  : espacement des armatures transversales.

-en zone nodale :  $t \leq 10 \text{ cm}$ .

-en zone courante :  $t' \leq \min \left( \frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\Phi_1 \right)$ .

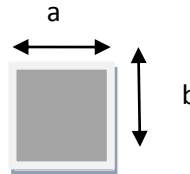
$\Phi_1$  : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

### 2)1-quantité d'armature transversal minimale :

$\frac{A_t}{bt}$  en% ; elle est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% & \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{si } 3 < \lambda_g < 5 & \text{Interpoler entre les valeurs limites précédentes} \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$



Avec a et b dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considéré.

$L_f$  = longueur de flambement du poteau.

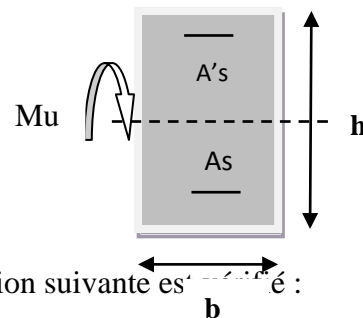
- les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\Phi_t$  minimum.

### ❖ calcul des armatures a l'ELU :

#### a) les armatures longitudinales :

chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et un moment fléchissant M ceux qui conduit a étudier deux cas suivants :

- section partiellement comprimé (SPC)
- section entièrement comprimé (SEC)



Calcul du centre de pression :  $e = \frac{M_u}{N_u}$

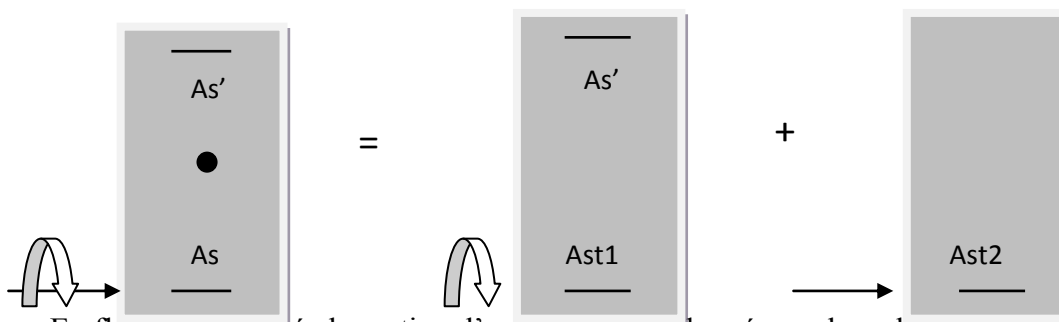
#### ➤ section partiellement comprimé :

Une section est partiellement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

$$(d - c')N_u - M_f \leq (0.337h - 0.81c)bf_{bc}$$

Avec  $M_f$  : moment par rapport au centre de gravité des armatures inférieures.

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right)$$



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}}$$

## Chapitre V : Ferrailage des éléments

Avec :  $f_{bc}=21.73\text{MPa}$  (situation accidentel).  
 $f_{bc}=14.2$  (situation courante).

Si :  $\mu \leq \mu_l=0.392 \rightarrow$  la section est simplement armée (SSA).

On détermine  $\beta$  du tableau.

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est :  $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Si :  $\mu \geq \mu_l=0.392 \rightarrow$  section est doublement armée (SDA).

On calcule :  $M_r = \mu b d^2 f_{bc}$

$\Delta M = M_f - M_r$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$$

Avec :  $M_r$ : Moment ultime pour une section simplement armée.

et  $c=c'=2\text{cm}$ .

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400\text{MPa}$ . (Situation accidentel).

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$ . (Situation durable).

La section réelle d'armature est :  $A'_s = A'$  et  $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

### ➤ Section entièrement comprimée (SEC) :

Une section est entièrement comprimée, si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u(d - c') - M_f > (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

Dans ce cas, deux cas se présentent :

a)- Si :  $N_u(d - c') - M_f < (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bc}$

les sections d'armatures sont simplement armées. Et seront calculées comme suit :

$$A_1 = \frac{N - \Psi b h f_{bc}}{\sigma_s} ; \quad A_2 = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

b)- Si :  $N_u(d - c') - M_f \geq (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bc}$

les sections d'armatures sont doublement armée. Et seront calculées comme suit :

$$A_1 = \frac{M_f - (d - 0.5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s} ; \quad A_2 = \frac{N - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A_1$$

## Chapitre V : Ferrailage des éléments

Exemple de calcul :

### ❖ Calcul des armatures a l'ELU

a) les armatures longitudinales :

Sens x :(ELU)

Poteau (45\*45) cm<sup>2</sup> :

$$\bullet N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$$

$$N_{\max} = -1606.47 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = -4.219 \text{ KNm}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{4.219 \times 10^2}{1606.47} = 26 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c' = \frac{45}{2} - 2 = 20.5 \text{ cm}$$

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right) = 4.219 + 1606.47 (0.205) = 333.55 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - c') - M_f = 1606.47 (0.43 - 0.02) - 333.55 = 325.10 \text{ KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81c) b h f_{bc} = (0.337 \times 0.45 - 0.81 \times 0.02) 0.45 \times 0.45 \times 14.2 \times 10^3 = 389.48 \text{ KNm.}$$

$$325.10 \text{ KNm} < 389.94 \text{ KNm} \rightarrow (\text{Section partiellement comprimée}) \text{ SPC.}$$

\* Calcul des armatures:

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} = \frac{333.55 \times 10^6}{450 \times (430)^2 \times 14.2} = 0.282 < \mu_l = 0.392 \rightarrow (\text{Section simplement armée}) \text{ SSA.}$$

On détermine  $\beta$  du tableau :  $\mu = 0.282 \rightarrow \beta = 0.830$

$$A_l = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} = \frac{333.55 \times 10^6}{0.830 \times 430 \times 348} = 2685.58 \text{ mm}^2 = 26.85 \text{ cm}^2.$$

$$\text{La section réelle d'armature est : } A_s = A_l - \frac{N_u}{\sigma_s} = 2685.58 - \frac{1606.47 \times 10^3}{348} = -1930.73 \text{ mm}^2$$

$$A_l = 26.85 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0 \text{ cm}^2$$

$$\bullet N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$$

$$N_{\min} = -696.62 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 13.28 \text{ KNm}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{13.28 \times 10^2}{696.62} = 1.90 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c' = \frac{45}{2} - 2 = 20.5 \text{ cm}$$

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right) = 13.28 + 696.62 (0.205) = 156.08 \text{ KNm.}$$

$$N_u (d - c') - M_f = 696.62 (0.43 - 0.02) - 156.08 = 129.53 \text{ KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81c) b h f_{bc} = 389.48 \text{ KNm.}$$

$$129.53 \text{ KNm} < 596.29 \text{ KNm} \rightarrow (\text{Section partiellement comprimée}) \text{ SPC}$$

**\* Calcul des armatures:**

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{156.08 \times 10^6}{450 \times (430)^2 \times 14.2} = 0.132 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA.}$$

On détermine  $\beta$  du tableau :  $\mu = 0.132 \rightarrow \beta = 0.929$

$$A_l = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} = \frac{156.08 \times 10^6}{0.929 \times 430 \times 348} = 1122.7 \text{ mm}^2 = 11.22 \text{ cm}^2$$

La section réelle d'armature est :  $A_s = A_l - \frac{N_u}{\sigma_s} = 1122.7 - \frac{696.62 \times 10^3}{348} = -1998.55 \text{ mm}^2$

$$A_l = 11.22 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0 \text{ cm}^2$$

**•  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$**

$$N_{\text{cor}} = -1443.51 \text{ KN} \quad M_{\max} = 18.094 \text{ KNm}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{18.094 \times 10^2}{1443.51} = 1.25 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c' = \frac{45}{2} - 2 = 20.5 \text{ cm}$$

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right) = 18.094 + 1443.51 (0.205) = 314.01 \text{ KNm.}$$

$$N_u (d - c') - M_f = 1443.51 (0.43 - 0.02) - 314.01 = 277.83 \text{ KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81c) b h f_{bc} = 384.48$$

$277.83 \text{ KNm} < 384.48 \text{ KNm} \rightarrow \text{(Section partiellement comprimée) SPC.}$

**\* Calcul des armatures:**

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{314.01 \times 10^6}{450 \times (430)^2 \times 14.2} = 0.266 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{(Section simplement armée) SSA.}$$

On détermine  $\beta$  du tableau :  $\mu = 0.266 \rightarrow \beta = 0.842$

$$A_l = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} = \frac{314.01 \times 10^6}{0.842 \times 430 \times 348} = 249220 \text{ mm}^2 = 24.92 \text{ cm}^2.$$

La section réelle d'armature est :  $A_s = A_l - \frac{N_u}{\sigma_s} = 2492.20 - \frac{1443.51 \times 10^3}{348} = -1655.81 \text{ mm}^2.$

$$A_l = 20.19 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 0 \text{ cm}^2$$

Les résultats de ferrailage sont résumé dans les tableaux si après :

### ❖ Vérification a l'ELU :

#### 1) Détermination des armatures transversales :

$$\Phi_t = \frac{\Phi_{lmax}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33\text{mm. soit } \Phi_t = 8\text{mm}$$

$\Phi_{lmax}$ =le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Elle sont calculées a l'aide de cette formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_1 \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad (7.1) \text{ RPA}$$

### ❖ Poteau 45\*45 :

#### a) L'espace des armatures transversal :

\* dans la zone nodale :

$t \leq 10 \text{ cm. en zone III} \rightarrow \text{on prend } t=10\text{cm.}$

\*dans la zone courante :

$t' \leq \text{Min} (b/2, h/2, 10\Phi_1) \text{ en zone III} \rightarrow t' \leq \text{min} (45/2 ; 45/2 ; 10\Phi_1) \rightarrow t' \leq 14\text{cm}$

On prend  $t=10\text{cm.}$

où :  $\Phi_1$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$t=t'=10\text{cm.}$

#### b) L'élancement géométrique $\lambda_g$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{l_f}{b}$$

$L_f=0.7l_0$  avec :  $l_0=3-0.35=2.65\text{m} \rightarrow L_f=0.7 \times 2.65= 1.885\text{m.}$

$$\lambda_g = \frac{1.885}{0.45} = 4.18$$

$$\lambda_g < 5 \rightarrow \rho=3.75$$

$$V_u^{\max}=13.48\text{KN}$$

$$A_t = \frac{\rho_1 \cdot V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = A_t = \frac{3.75 \times 13.48 \times 10^3 \times 100}{450 \times 400} = 28.02 = 0.28\text{cm}^2$$

On prend  $A_t=3.14\text{cm}^2=4\text{HA}10$



### 2) La quantité d'armatures minimales

$$\frac{A_{t \min}}{bs_t} \text{ en } \%$$

Si  $\lambda_g < 5$  : 0,3%

Si  $\lambda_g < 3$  : 0.8%

Si  $3\lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g = 4.18 < 5 \rightarrow \text{interpolation} \Rightarrow 0.52\%$

$$\frac{A_{t \min}}{bs_t} 0.52\% \Rightarrow A_{t \min} = 0.52\% bs_t = 0.52\% \times 450 \times 100 = 234 \text{ mm}^2 = 2.34 \text{ cm}^2$$

$A_{t \min} = 2.34 \text{ cm}^2 > A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

### 3) Détermination de la zone nodal

$$h' = \max(h_e/6; b_1; h_1, 60 \text{ cm})$$

$h_e$ : la hauteur d'étage

$$h' = \max(300/6; 45; 60 \text{ cm})$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

### 4) longueur d'ancrage :

$$l_s = \frac{\Phi f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$\text{HA14: } l_s = \frac{\Phi f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm on prend } l_s = 50 \text{ cm}$$

$$\text{HA20: } l_s = \frac{\Phi f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{2.0 \times 400}{4 \times 2.835} = 70.54 \text{ cm on prend } l_s = 70 \text{ cm}$$

### ❖ Poteau 40\*40 :

#### a) L'espacement des armatures transversal

\* dans la zone nodale :

$t \leq 10 \text{ cm. en zone III} \rightarrow \text{on prend } t = 10 \text{ cm}$

\* dans la zone courante :

$t' \leq \min(b_1/2, h_1/2, 10\Phi 1) \text{ en zone III} \rightarrow t' \leq \min(40/2; 40/2; 10\Phi 1) \rightarrow t' \leq 14 \text{ cm}$

On prend  $t = 10 \text{ cm}$

$t = t' = 10 \text{ cm}$

### b) L'élancement géométrique $\lambda_g$

$$L_f = 0.7l_0 \text{ avec } l_0 = 3.06 - 0.35 = 2.71\text{m} = 1.897\text{m}$$

$$\lambda_g = \frac{1.897}{0.4} = 4.74$$

$$\lambda_g < 5 \rightarrow \rho = 3.75$$

$$V_u^{\max} = 42.49\text{KN}$$

Zone nodale = zone courante

$$A_t = \frac{\rho_1 \cdot V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = A_t = \frac{3.75 \times 42.49 \times 10^3 \times 100}{400 \times 400} = 99.5 = 0.99\text{cm}^2$$

$$\text{On prend } A_t = 2.01\text{cm}^2 = 4\text{HA8}$$

### 2) La quantité d'armatures minimales

$$\lambda_g = 4.74 < 5 \rightarrow \text{interpolation} \Rightarrow 0.4\%$$

$$\frac{A_{t \min}}{b s_t} 0.4\% \Rightarrow A_{t \min} = 0.4\% b s_t = 0.4\% \times 400 \times 100 = 160\text{mm}^2 = 1.6$$

$$A_{t \min} = 1.9\text{cm}^2 < A_t = 2.08\text{cm}^2$$

### 3) Détermination de la zone nodale :

$$h' = \max(306/6; 40; 60\text{cm})$$

$$h' = 60\text{cm}$$

### 4) longueur d'ancrage :

$$\text{HA14: } l_s = 50\text{cm}$$

$$\text{HA16: } l_s = \frac{\Phi f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43\text{cm} \text{ on prend } l_s = 55\text{cm}$$

### Poteau 35\*35

#### a) L'espacement des armatures transversal

##### \* dans la zone nodale :

$$t \leq 10\text{ cm. en zone III} \rightarrow \text{on prend } t = 10\text{cm}$$

##### \* dans la zone courante :

$$t' \leq \min(b/2, h/2, 10\Phi) \text{ en zone III} \rightarrow t' \leq \min(35/2; 35/2; 10\Phi) \rightarrow t' \leq 12\text{cm}$$

$$\text{On prend } t = 10\text{cm}$$

$$t=t'=10\text{cm}$$

### b) L'élancement géométrique $\lambda_g$

$$L_f=0.7l_0 \text{ avec } l_0=3.06-0.35=2.71\text{m}=1.897\text{m}$$

$$\lambda_g = \frac{1.897}{0.35} = 5.42$$

$$\lambda_g > 5 \rightarrow \rho=2.5$$

$$V_u^{\max}=62.958\text{KN}$$

$$A_t = \frac{\rho_1 \cdot V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = A_t = \frac{2.5 \times 62.958 \times 10^3 \times 100}{350 \times 400} = 112.42\text{mm}^2 = 1.12$$

$$\text{On prend } A_t=2.01\text{cm}^2=4\text{HA18}$$

### 2) La quantité d'armatures minimales

$$\text{Si } \lambda_g > 5 : 0.3\%$$

$$\frac{A_{t \min}}{b s_t} = 0.3\% \Rightarrow A_{t \min} = 0.3\% b s_t = 0.3\% \times 350 \times 100 = 105\text{mm}^2 = 1.05\text{cm}^2$$

$$A_{t \min} = 1.05\text{cm}^2 < A_t = 2.08\text{cm}^2$$

### 3) Détermination de la zone nodal

$$h'=\max (h_e/6; b_1; h_1; 60\text{cm})$$

$$h_e=2.71\text{m}$$

$$h' = (45.16 ; 35 ; 35 ; 60) \rightarrow h'=60\text{cm}.$$

### 4) longueur d'ancrage :

$$\text{HA16 } L_s=55\text{cm}$$

$$\text{HA12 } L_s = \frac{\Phi f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ on prend } L_s=45\text{cm}$$

### Poteau 30\*30

#### a) L'espace des armatures transversal

\* dans la zone nodale :

$$t \leq 10 \text{ cm. en zone III} \rightarrow \text{on prend } t=10\text{cm}$$

\* dans la zone courante :

$$t' \leq \min (b/2, h/2, 10\Phi) \text{ en zone III} \rightarrow t' \leq \min (30/2 ; 30/2 ; 10\Phi) \rightarrow t' \leq 12\text{cm}$$

$$\text{On prend } t=10\text{cm}$$

$$t=t'=10\text{cm}$$

### b) L'élancement géométrique $\lambda_g$

etage 6 ;  $g_1$  :

$$L_f=0.7l_0 \text{ avec } l_0=3.06-0.35=2.71\text{m}=1.897\text{m}$$

$$\lambda_g = \frac{1.897}{0.3} = 6.32$$

$$\lambda_g > 5 \rightarrow \rho=2.5$$

$g_2$  :

$$L_f=0.7l_0 \text{ avec } l_0=2.53-0.30=2.23\text{m}=1.561\text{m}$$

$$\lambda_g = \frac{1.561}{0.3} = 5.2$$

$$\lambda_g > 5 \rightarrow \rho=2.5$$

$$V_u^{\max}=36.948\text{KN}$$

$$A_t = \frac{\rho_1 \cdot V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = A_t = \frac{2.5 \times 36.948 \times 10^3 \times 100}{300 \times 400} = 76.97 = 0.76$$

$$\text{On prend } A_t=2.01\text{cm}^2=4\text{HA8}$$

### 2) La quantité d'armatures minimales

$$\lambda_g > 5 : 0.3\%$$

$$\frac{A_{t \min}}{b s_t} = 0.3\% \Rightarrow A_{t \min} = 0.3\% b s_t = 0.3\% \times 30 \times 100 = 900\text{mm}^2 = 0.9\text{cm}^2$$

$$A_{t \min} = 0.9\text{cm}^2 < A_t = 2.08\text{cm}^2$$

### 3) Détermination de la zone nodal

etage 6 ; grenier

$$h_e=2.71\text{m}$$

$$h' = (45.16 ; 30 ; 30 ; 60) \rightarrow h'=60\text{cm}$$

grenier 02

$$h' = (37.16 ; 30 ; 30 ; 60) \rightarrow h'=60\text{cm}$$

### 4) longueur d'ancrage :

$$\text{HA12: } l_s = 45\text{cm}$$

HA14:  $l_s = 50\text{cm}$

❖ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_b = \rho_d \times f_{c28}$$

**Poteaux 45\*45:**

$V_{u_{\max}} = 13.48 \text{ KN}$

$$\tau_b = \frac{13.48 \times 10^3}{450 \times 430} = 0.069 \quad \lambda_g = 4.12 \rightarrow \rho_d = 0.04 \rightarrow \bar{\tau}_u = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa}$$

$0.069 \text{ MPa} < 1 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

**Poteaux 40\*40:**

$V_{u_{\max}} = 42.49 \text{ KN}$

$$\tau_b = \frac{42.49 \times 10^3}{400 \times 380} = 0.27 \text{ MPa} \quad \lambda_g = 4.74 \rightarrow \rho_d = 0.04 \rightarrow \bar{\tau}_u = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa}$$

**Poteaux 35\*35:**

$V_{u_{\max}} = 62.958 \text{ KN}$

$$\tau_b = \frac{62.958 \times 10^3}{350 \times 330} = 0.545 \text{ MPa} \quad \lambda_g = 5.42 \rightarrow \rho_d = 0.07 \rightarrow \bar{\tau}_u = 0.07 \times 25 = 1.75 \text{ MPa}$$

$0.545 \text{ MPa} < 1.75 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

**Poteaux 30\*30:**

$V_{u_{\max}} = 36.948 \text{ KN}$

$$\tau_b = \frac{36.948 \times 10^3}{300 \times 280} = 0.436 \text{ MPa} \quad \lambda_g = 5.2 (g_2) ; 6.23 (6 ; g_2) \rightarrow \rho_d = 0.07 \rightarrow \bar{\tau}_u = 0.07 \times 25 = 1.75 \text{ MPa}$$

$0.436 \text{ MPa} < 1.75 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

❖ **Vérification l'ELS :**

➤ **Condition de non fragilité :**

La section d'armatures doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adop}} \geq A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \left( \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right)$$

## Chapitre V : Ferrailage des éléments

Les résultats sont donnés par les tableaux suivant :

- **Sens x :**

section	comb	N <sub>s</sub>	M <sub>s</sub>	e <sub>s</sub> (m)	nature	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub>	obs
45*45	N <sub>max</sub> →M <sub>cor</sub>	-1154.13	-3.04	0.0026	SEC	5.86	19.16	vérifié
	N <sub>min</sub> →M <sub>cor</sub>	-503.96	9.551	0.018	SEC	6.74	19.16	vérifié
	M <sub>max</sub> →N <sub>cor</sub>	-1041.64	13.002	0.012	SEC	6.35	19.16	vérifié
40*40	N <sub>max</sub> →M <sub>cor</sub>	1062.63	7.082	0.006	SEC	4.76	15.70	vérifié
	N <sub>min</sub> →M <sub>cor</sub>	-295.4	13.899	0.047	SEC	9.91	15.70	vérifié
	M <sub>max</sub> →N <sub>max</sub>	-633.89	-17.461	0.027	SEC	6.18	15.70	vérifié
35*35	N <sub>max</sub> →M <sub>cor</sub>	-554.32	12.752	0.023	SEC	3.34	12.56	vérifié
	N <sub>min</sub> →M <sub>cor</sub>	105.44	14.492	0.137	SPC	0	12.56	vérifié
	M <sub>max</sub> →N <sub>max</sub>	272.36	-19.145	0.07	SPC	0	12.56	vérifié
30*30	N <sub>max</sub> →M <sub>cor</sub>	-185.96	10.104	0.054	SPC	0	10.67	vérifié
	N <sub>min</sub> →M <sub>cor</sub>	112.03	-0.038	0.00033	SEC	2.5	10.67	vérifié
	M <sub>max</sub> →N <sub>max</sub>	-52.17	-15.399	0.295	SPC	0.69	10.67	vérifié

- **Sens-y**

section	comb	N <sub>s</sub>	M <sub>s</sub>	e <sub>s</sub> (cm)	nature	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub>	obs
45*45	N <sub>max</sub> →M <sub>cor</sub>	-1154.13	-8.534	0.007	SEC	6.07	19.16	vérifié
	N <sub>min</sub> →M <sub>cor</sub>	503.96	-0.176	0.0003	SEC	5.75	19.16	vérifié
	M <sub>max</sub> →N <sub>max</sub>	-1076.19	-14.683	0.0163	SEC	6.62	19.16	vérifié
40*40	N <sub>max</sub> →M <sub>cor</sub>	-1062.63	-0.524	0.0004	SEC	4.52	15.70	vérifié
	N <sub>min</sub> →M <sub>cor</sub>	-295.4	-1.656	0.0056	SEC	4.74	15.70	vérifié
	M <sub>max</sub> →N <sub>max</sub>	-886.48	29.583	0.033	SEC	6.88	15.70	vérifié
35*35	N <sub>max</sub> →M <sub>cor</sub>	-554.32	-0.079	0.0001	SEC	3.43	12.56	vérifié
	N <sub>min</sub> →M <sub>cor</sub>	-105.44	-2.139	0.020	SEC	4.42	12.56	vérifié
	M <sub>max</sub> →N <sub>max</sub>	-214.66	24.193	0.112	SPC	0	12.56	vérifié
30*30	N <sub>max</sub> →M <sub>cor</sub>	-185.96	0.306	0.0016	SEC	3.15	10.67	vérifié
	N <sub>min</sub> →M <sub>cor</sub>	112.03	3.788	0.033	SEC	5.09	10.67	vérifié
	M <sub>max</sub> →N <sub>max</sub>	58.91	14.347	0.243	SPC	0.61	10.67	vérifié

la condition de non fragilité est vérifiée.

➤ **Vérification des contraintes a l'ELS :**

- **Etat limites d'ouvertures des fissures :**

La fissuration est considéré comme peut nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans les aciers

- **Etat limite de compression du béton :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous  $M_{ser}$  et  $N_{ser}$  on doit déterminer les contraintes du béton puis les comparer aux contraintes admissibles

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \quad (\text{BAEL91A.4.5.2})$$

- 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.

$$B_0 = b.h + 15(A + A') \Rightarrow \text{Section totale homogène.}$$

$V_2$  : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

$$\begin{cases} V_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{b.h^2}{2} + 15(A.c' + A'.d) \right] \\ V_2 = h - V_1 \end{cases}$$

$I_0$  = moment d'inertie de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A.(V_1 - c)^2 + A'.(V_2 - c')^2]$$

On doit vérifier que :

**a) Section entièrement comprimée S.E.C :**

**a-1) Calcul des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_b^1 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_1}{I_0} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6.f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_b^2 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_2}{I_0} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6.f_{c28} = 15\text{MPa}$$

**b) Section partiellement comprimée S.P.C :**

$$\sigma_{bc} = K.y_{ser} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15.K.(d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma}_{st} = 348\text{MPa}$$

$$\text{Avec : } K = \frac{N_{ser}}{S} ; S = \frac{b}{2} . y_{ser} + 15[A'.(y_{ser} - c') - A.(d - y_{ser})]$$

$$y_{\text{ser}} = y_c + c ; c = d - e_a ; e_a = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} + \left( d - \frac{d}{2} \right)$$

$y_c$  = Sera obtenu par résolution de l'équation :

$$y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0$$

$$p = -3 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A'}{b} (c - c') + \frac{90 \cdot A}{B} \cdot (d - c)^2$$

$$q = -2 \cdot c^3 - \frac{90 A'}{b} (c - c') + \frac{90 A}{B} \cdot (d - c)^2.$$

La solution de l'équation du 3<sup>ème</sup> degré :  $\Delta = q^2 + \frac{4 \cdot p^3}{27}$

Si  $\Delta \geq 0$  :  $t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q)$  ;  $u = \sqrt[3]{t}$  ;  $y = u - \frac{p}{3 \cdot u}$

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

$$y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3}\right) ; y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 120^\circ\right) \text{ et } y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 240^\circ\right)$$



## Chapitre V : Ferrailage des éléments

Les résultats sont donnés à l'aide du logiciel SOCOTEC et récapitulés dans les tableaux suivant :

**Sens x :**

section	comb	$N_s$	$M_s$	$A_s=A_{s'}$	$\sigma_{bs}$	$\sigma_{bi}$	$\overline{\sigma_{bc}}$	obs
45*45	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	-1154.13	-3.04	7.82	5.26	4.95	15	vérifié
	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-503.96	9.551	7.82	2.72	1.74	15	vérifié
	$M_{max} \rightarrow N_{max}$	-1041.64	13.002	7.82	5.27	3.95	15	vérifié
40*40	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	1062.63	7.082	5.56	6.54	5.48	15	vérifié
	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-295.4	13.899	5.56	2.71	0.63	15	vérifié
	$M_{max} \rightarrow N_{max}$	-633.89	-17.461	5.56	4.89	2.28	15	vérifié
35*35	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	-554.32	12.752	5.15	5.39	2.64	15	vérifié
	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	105.44	14.492	5.15	2.58	0	15	vérifié
	$M_{max} \rightarrow N_{max}$	272.36	-19.145	5.15	4.04	0	15	vérifié
30*30	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	-185.96	10.104	4.21	3.52	0.11	15	vérifié
	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	112.03	-0.038	4.21	1.1	1.09	15	vérifié
	$M_{max} \rightarrow N_{max}$	-52.17	-15.399	4.21	4.06	0	15	vérifié

**Sens-y :**

section	comb	$N_s$	$M_s$	$A_s=A_{s'}$	$\sigma_{bs}$	$\sigma_{bi}$	$\overline{\sigma_{bc}}$	obs
45*45	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	-1154.13	-8.534	7.82	5.54	4.67	15	vérifié
	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	503.96	-0.176	7.82	2.24	2.22	15	vérifié
	$M_{max} \rightarrow N_{max}$	-1076.19	-14.683	7.82	5.51	4.01	15	vérifié
40*40	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	-1062.63	-0.524	5.56	6.05	5.98	15	vérifié
	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-295.4	-1.656	5.56	1.8	1.55	15	vérifié
	$M_{max} \rightarrow N_{max}$	-886.48	29.583	5.56	7.23	2.8	15	vérifié
35*35	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	-554.32	-0.079	5.15	4.03	4.01	15	vérifié
	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	-105.44	-2.139	5.15	1	0.53	15	vérifié
	$M_{max} \rightarrow N_{max}$	-214.66	24.193	5.15	4.41	0	15	vérifié
30*30	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	-185.96	0.306	4.21	1.86	1.76	15	vérifié
	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	112.03	3.788	4.21	1.73	0.45	15	vérifié
	$M_{max} \rightarrow N_{max}$	58.91	14.347	4.21	3.83	0	15	vérifié

## Chapitre VI : ferrailage des éléments

section	comb	sollicitation	N(KN)	M(KN)	e(cm)	Nature	A'(cm <sup>2</sup> )	A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (RPA) (cm <sup>2</sup> )	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Section adoptée
45*45	ELU	N <sub>max</sub> →M <sub>cor</sub>	-1606.47	-4.219	0.26	SPC	0.00	0.00	18.22	4HA20+4HA14	18.71
		N <sub>min</sub> →M <sub>cor</sub>	-696.62	13.28	1.90	SPC	0.00	0.00	18.22	4HA20+4HA14	18.71
		M <sub>max</sub> →N <sub>cor</sub>	-1443.51	18.094	1.25	SPC	0.00	0.00	18.22	4HA20+4HA14	18.71
	G+Q+E	N <sub>max</sub> →M <sub>cor</sub>	-1294.4	-36.714	2.83	SPC	0.00	0.00	18.22	4HA20+4HA14	18.71
		N <sub>min</sub> →M <sub>cor</sub>	-354.7	10.752	3.03	SPC	0.00	0.00	18.22	4HA20+4HA14	18.71
		M <sub>max</sub> →N <sub>cor</sub>	-1096.71	39.164	3.57	SPC	0.00	0.00	18.22	4HA20+4HA14	18.71
	0.8G+Q	N <sub>max</sub> →M <sub>cor</sub>	-805.45	-35.493	4.40	SPC	0.00	0.00	18.22	4HA20+4HA14	18.71
		N <sub>min</sub> →M <sub>cor</sub>	-167.09	6.78	4.05	SPC	0.00	0.00	18.22	4HA20+4HA14	18.71
		M <sub>max</sub> →N <sub>cor</sub>	-657.09	35.938	5.46	SPC	0.00	0.00	18.22	4HA20+4HA14	18.71

section	comb	sollicitation	N(KN)	M(KNm)	e(cm)	Nature	A'(cm <sup>2</sup> )	A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (RPA) (cm <sup>2</sup> )	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Section adoptée
40*40	ELU	N <sub>max</sub> →M <sub>cor</sub>	-1479.82	-9.861	0.66	SEC	0.00	0.00	14.4	2HA14+6HA16	15.14
		N <sub>min</sub> →M <sub>cor</sub>	-408.57	19.441	4.75	SPC	0.00	0.00	14.4	2HA14+6HA16	15.14
		M <sub>max</sub> →N <sub>cor</sub>	-877.99	-24.294	2.76	SPC	0.00	0.00	14.4	2HA14+6HA16	15.14
	G+Q+E	N <sub>max</sub> →M <sub>cor</sub>	-1196.83	-15.694	1.31	SPC	0.00	0.00	14.4	2HA14+6HA16	15.14
		N <sub>min</sub> →M <sub>cor</sub>	-208.42	33.874	16.25	SPC	0.00	0.00	14.4	2HA14+6HA16	15.14
		M <sub>max</sub> →N <sub>cor</sub>	-443.99	75.767	17.06	SPC	0.00	0.00	14.4	2HA14+6HA16	15.14
	0.8G+Q	N <sub>max</sub> →M <sub>cor</sub>	-742.9	-42.706	5.74	SPC	0.00	0.00	14.4	2HA14+6HA16	15.14
		N <sub>min</sub> →M <sub>cor</sub>	-97.23	28.107	28.90	SPC	0.00	0.63	14.4	2HA14+6HA16	15.14
		M <sub>max</sub> →N <sub>cor</sub>	-212.28	69.204	32.60	SPC	0.00	2.10	14.4	2HA14+6HA16	15.14

## Chapitre VI : ferrailage des éléments

section	comb	sollicitation	N(KN)	M(KNm)	e(cm)	Nature	A' (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (RPA) (cm <sup>2</sup> )	Choix de A (Cm <sup>2</sup> )	Section adoptée
35*35	ELU	N <sub>max</sub> →M <sub>cor</sub>	-146.02	20.132	13.78	SPC	0.00	0.00	11.02	4HA12+4HA16	12.56
		N <sub>min</sub> →M <sub>cor</sub>	-767.97	17.746	2.31	SPC	0.00	0.00	11.02	4HA12+4HA16	12.56
		M <sub>max</sub> →N <sub>cor</sub>	-377.56	-26.753	7.08	SPC	0.00	0.00	11.02	4HA12+4HA16	12.56
	G+Q+E	N <sub>max</sub> →M <sub>cor</sub>	-84.79	29.722	35.05	SPC	0.00	1.22	11.02	4HA12+4HA16	12.56
		N <sub>min</sub> →M <sub>cor</sub>	-639.59	-52.032	8.14	SPC	0.00	0.00	11.02	4HA12+4HA16	12.56
		M <sub>max</sub> →N <sub>cor</sub>	-344.82	-62.958	18.25	SPC	0.00	0.00	11.02	4HA12+4HA16	12.56
	0.8G+Q	N <sub>max</sub> →M <sub>cor</sub>	-44.14	23.792	53.90	SPC	0.00	1.26	11.02	4HA12+4HA16	12.56
		N <sub>min</sub> →M <sub>cor</sub>	-413.56	-49.236	11.91	SPC	0.00	0.00	11.02	4HA12+4HA16	12.56
		M <sub>max</sub> →N <sub>cor</sub>	-138.61	55.634	40.14	SPC	0.00	2.68	11.02	4HA12+4HA16	12.56

section	comb	sollicitation	N(KN)	M(KNm)	e(cm)	Nature	A' (Cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (RPA) (cm <sup>2</sup> )	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Section adoptée
30*30	ELU	N <sub>max</sub> →M <sub>cor</sub>	154.08	-0.057	0.036	SPC	0.00	0.00	8.1	4HA12+4HA14	10.67
		N <sub>min</sub> →M <sub>cor</sub>	-257.26	14.026	5.45	SPC	0.00	0.00	8.1	4HA12+4HA14	10.67
		M <sub>max</sub> →N <sub>cor</sub>	-72.14	-21.393	29.65	SPC	0.00	0.00	8.1	4HA12+4HA14	10.67
	G+Q+E	N <sub>max</sub> →M <sub>cor</sub>	175.86	2.472	1.41	SPC	0.00	0.00	8.1	4HA12+4HA14	10.67
		N <sub>min</sub> →M <sub>cor</sub>	-256.15	-36.948	14.42	SPC	0.00	0.00	8.1	4HA12+4HA14	10.67
		M <sub>max</sub> →N <sub>cor</sub>	-256.15	-36.948	14.42	SPC	0.00	0.00	8.1	4HA12+4HA14	10.67
	0.8G+Q	N <sub>max</sub> →M <sub>cor</sub>	138.31	2.513	1.82	SPC	0.00	0.00	8.1	4HA12+4HA14	10.67
		N <sub>min</sub> →M <sub>cor</sub>	-188.79	-17.824	9.44	SPC	0.00	0.00	8.1	4HA12+4HA14	10.67
		M <sub>max</sub> →N <sub>cor</sub>	-30.21	31.472	104.17	SPC	0.00	2.52	8.1	4HA12+4HA14	10.67

## Chapitre V : Ferrailage des éléments

### V-2 Ferrailage des poutres :

#### Introduction :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple. Le ferrailage est obtenu à l'état limite ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\theta$	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$f_{c28}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	1	14.17	25	348
Situation accidentelle	1.15	1.00	0.85	18.48	25	400

#### Combinaison des charges :

En fonction du type de sollicitation. Nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- a. ELU :  $1.35G+Q$  ..... selon BAEL 91.  
ELS :  $G+Q$  ..... selon BAEL 91.
- b. Accidentel  $G+Q+E$  ..... selon RPA.  
Accidentel  $0.8Q+E$  ..... selon RPA.

#### a) Recommandations du RPA 99 pour le ferrailage des poutres :

##### a-1) Armatures longitudinales : (Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum :

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) \text{ en toute section.}$$

- Poutres principales de (40x30) :  $A_{\min} = 0.005 \times 40 \times 30 = 6.00 \text{ cm}^2$ .
- Poutres secondaires de (35x30) :  $A_{\min} = 0.005 \times 35 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2$ .

- Le pourcentage total maximum :

$$A_{\max} = 4\% (b \times h) \text{ en zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6\% (b \times h) \text{ en zone de recouvrement.}$$

- Poutres principales de (40x30) :

$$A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2 \text{ ( en zone courante).}$$

$$A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2 \text{ ( en zone de recouvrement).}$$

- Poutres secondaires de (35x30) :

$$A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 30 = \mathbf{42 \text{ cm}^2} \text{ ( en zone courante).}$$

$$A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 30 = \mathbf{63 \text{ cm}^2} \text{ ( en zone de recouvrement).}$$

- La longueur minimale de recouvrement est de **50Ø** en zone **III**.

### a-2) Armatures transversales : (Art7.5.2.2)

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 S_t b$$

- L'espace maximum entre les armatures transversales est de :
 
$$\left\{ \begin{array}{l} S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \text{ en zone nodale et en travée si les armatures comprimées} \\ \text{ sont nécessaires.} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$

Avec :  $\phi$  : le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'élancement.

### ❖ V-2-1 Etapes de calcul :

#### a) Calcul des armatures longitudinales :

##### a-1) Calcul de la section d'armatures :

Avec :

$M_u$  : moment de flexion à l'ELU.

$h$  : hauteur de la section du béton.

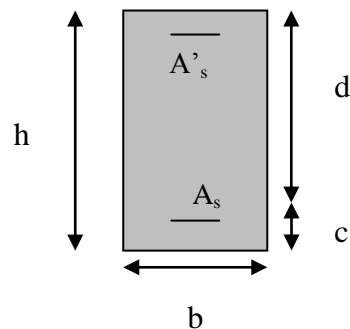
$b$  : largeur de la section du béton.

$d$  : hauteur utile ( $d = h - c$ ).

$c$  : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

$A'_s$  : section d'armatures comprimées.

$A_s$  : section d'armatures tendues.



#### ✓ Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M}{b d^2 f_{bu}} \quad \text{avec :} \quad f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

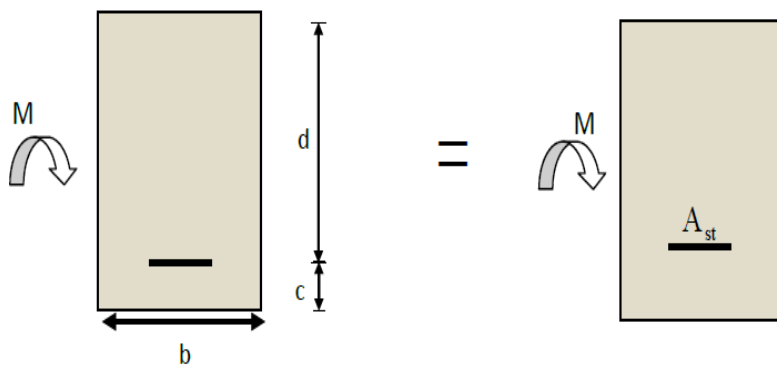
## Chapitre V : Ferrailage des éléments

Et  $\begin{cases} \gamma_b = 1.15 \text{ et } \theta = 0.85 \dots \dots \dots \text{cas accidentel.} \\ \gamma_b = 1.5 \text{ et } \theta = 1 \dots \dots \dots \text{cas durable.} \end{cases}$

✓ **Calcul du moment réduit limite «  $\mu_l$  » :**

En comparant les deux moments réduits «  $\mu_l$  » et «  $\mu$  », deux cas se présente :

- $\mu \leq \mu_l = 0.392$  la section est simplement armée (SSA).



**Figure V-2-1-a Disposition des armatures SSA**

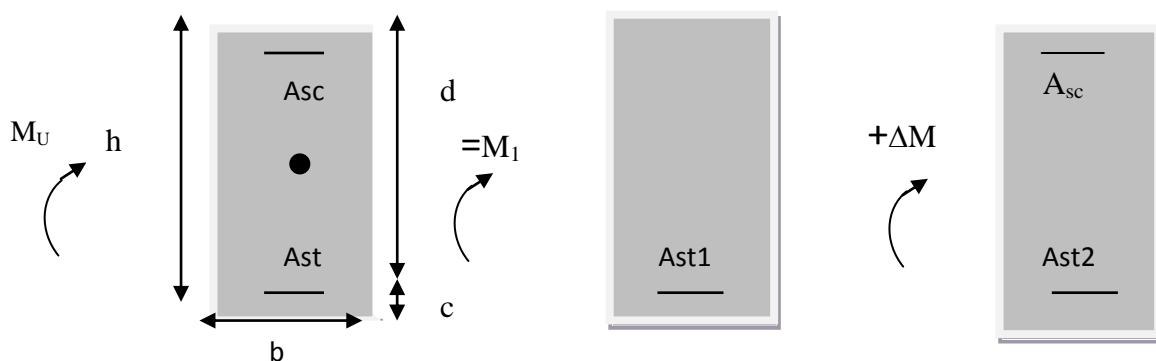
La section d'acier nécessaire sera donnée :

$$A_{st} = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \quad \text{et} \quad A_{sc} = 0$$

tell que :  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$  avec :  $\gamma_s = 1.15$  et  $f_e = 400 \text{ MPa}$ .

Et :  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$  avec :  $\gamma_s = 1$  et  $f_e = 400 \text{ MPa}$ .

- $\mu \geq \mu_l = 0.392$  la section est doublement armée (SDA).



**Fig.V-2-2.: Disposition des armatures SDA**

Calcul de  $M_1$  :

$$M_1 = \mu_l b d^2 f_{bu} \quad \text{et} \quad \Delta M = M_u - M_1$$

Avec :

- $M_u$  : moment sollicitant.
- $M_1$  : moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

La section d'acier nécessaire sera donnée par la formule :

$$A_{st} = \frac{M_l}{\beta_l \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}} \quad (\text{en traction})$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}} \quad (\text{en compression}) \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

### V.2.2 Exemple de calcul de la section d'armatures en travées pour les poutres principales à l'ELU :

➤ calcul du moment réduit :  $M = 49.806 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M}{b d^2 f_{bu}} \quad \text{avec :} \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.20 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{49.806 \times 10^6}{300 \times 380^2 \times 14.2} = 0.080$$

on compare les deux moments réduits «  $\mu_l$  » et «  $\mu$  » →  $\mu = 0.080 \leq \mu_l = 0.392$

→ la section est simplement armée (SSA).

Puis on tire la valeur de  $\beta$  dans les tableaux de section rectangulaire en flexion simple à l'ELU

$$A_{st} = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{49.806 \times 10^6}{0.958 \times 380 \times 348} = 3.93 \text{ cm}^2 \quad \text{et :} \quad A_{sc} = 0$$

Remarque : pour le calcul des autres sections, nous avons utilisé le logiciel SOCOTEC.

## Chapitre V : Ferrailage des éléments

➤ Les calculs sont résumés dans les tableaux ci-après :

**Remarque** : le ferrailage des poutres se fait par zones tel que :

**Zone 01** : Sous sol

**Zone03** : 3.4.5<sup>ème</sup> étage

**Zone02** : RDC.1.2<sup>ème</sup> étage

**Zone04** : 6.grenier1

**Zone05** : grenier2

### Ferrailage des poutres principales (40\*30)

#### • Armatures en travées :

zone	comb	M (KNm)	$\mu$	obs	$\beta$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	ferrailge	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
Zone01 (S-S)	ELU	49.806	0.080	SSA	0.958	3.93	7.00	3HA14	4.62
Zone02 (RDC.1.2)	ELU	49.535	0.080	SSA	0.958	3.91	7.00	3HA14	4.62
Zone03 (3.4.5)	ELU	50.922	0.082	SSA	0.964	4.03	7.00	3HA14	4.62
Zone04 (6.g1)	ELU	33.389	0.054	SSA	0.972	2.90	7.00	3HA14	4.62

#### • Armatures aux appuis :

-Fibre supérieure et fibre inférieur :

zone	comb	arnt	M (KNm)	$\mu$	obs	$\beta$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{mi}$ (cm <sup>2</sup> )	ferrailage	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
Zone 01	G+Q+E	Asup	-69.955	0.074	SSA	0.962	4.79	7.00	3HA16	6.03
		Ainf	51.856	0.056	SSA	0.971	4.08		3HA16	6.03
Zone 02	G+Q+E	Asup	-143.225	0.152	SSA	0.917	10.02	7.00	3HA16+ 3HA14	10.65
		Ainf	135.886	0.144	SSA	0.922	9.52		3HA16+ 3HA14	10.65
Zone 03	G+Q+E	Asup	-136.756	0.146	SSA	0.921	9.78	7.00	3HA16+ 3HA14	10.65
		Ainf	134.198	0.142	SSA	0.923	9.345		3HA16+ 3HA14	10.65
Zone 04	G+Q+E	Asup	-79.757	0.084	SSA	0.956	5.49	7.00	3HA16	6.03
		Ainf	89.078	0.094	SSA	0.923	6.00		3HA16	6.03



## Chapitre V : Ferrailage des éléments

**Remarque :** le ferrailage des armatures en travées des poutres principales est 3HA14 avec une section adoptée égale à  $4.62 \text{ cm}^2$  pour tous les niveaux.

le ferrailage des armatures aux appuis des poutres principales :

Pour la fibre supérieure : 3HA16 +3HA14 avec une section adoptée égale à  $10.65 \text{ cm}^2$ .

Pour la fibre inférieure : 3HA16+3HA14 avec une section adoptée égale à  $10.65 \text{ cm}^2$

### Ferrailage des poutres secondaires (35\*30) :

- Armatures en travées :**

zone	comb	M (KNm)	$\mu$	obs	$\beta$	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2$ )	ferrailge	$A_{adop}$ ( $\text{cm}^2$ )
Zone01 (S-S)	ELU	7.546	0.016	SSA	0.992	0.66	5.25	3HA12	3.39
Zone02 (RDC.1.2)	ELU	9.557	0.02	SSA	0.990	0.84	5.25	3HA12	3.39
Zone03 (3.4.5)	ELU	14.154	0.030	SSA	0.985	1.25	5.25	3HA12	3.39
Zone04 (6.g1)	ELU	11.68	0.025	SSA	0.987	1.03	5.25	3HA12	3.39

- Armatures aux appuis :**

-Fibres supérieures et fibres inférieures :

zone	comb	armt	M (KNm)	$\mu$	obs	$\beta$	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{mi}$ ( $\text{cm}^2$ )	ferrailage	$A_{adop}$ ( $\text{cm}^2$ )
Zone 01	G+Q+E	Asup	-33.072	0.046	SSA	0.976	2.56	5.25	3HA14	4.62
		Ainf	20.249	0.028	SSA	0.689	1.56		3HA12	3.39
Zone 02	G+Q+E	Asup	-81.382	0.114	SSA	0.939	6.57	5.25	3HA12+ 3HA14	8.01
		Ainf	57.125	0.080	SSA	0.958	4.48		3HA14	4.62
Zone 03	G+Q+E	Asup	-91.263	0.136	SSA	0.927	7.64	5.25	3HA14+ 3HA14	8.01
		Ainf	61.224	0.086	SSA	0.955	4.52		3HA14	4.62
Zone 04	G+Q+E	Asup	-77.713	0.109	SSA	0.943	6.26	5.25	3HA12+ 3HA14	8.01
		Ainf	45.854	0.064	SSA	0.967	3.60		3HA14	4.62

## Chapitre V : Ferrailage des éléments

Remarque : le ferrailage des armatures en travées des poutres secondaires est 3HA12 avec une section adoptée égale à  $3.39 \text{ cm}^2$  pour tous les niveaux.

le ferrailage des armatures aux appuis des poutres secondaires :

Pour la fibre supérieure : 3HA12 +3HA14 avec une section adoptée égale à  $8.01 \text{ cm}^2$ .

Pour la fibre inférieure : 3HA14 avec une section adoptée égale à  $4.62 \text{ cm}^2$

**Poutre toiture (25x30) :**

- **Armatures en travées et aus appuis :**

Section	comb	arnt	M (KNm)	$\mu$	obs	$\beta$	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2$ )	ferrailage	$A_{adop}$ ( $\text{cm}^2$ )
30*25	ELU	travée	4.785	0.018	SSA	0.991	0.50	3.75	3HA12	3.39
	G+Q+E	Asup	-10.353	0.024	SSA	0.988	0.93		3HA12	3.39
		Ainf	7.736	0.018	SSA	0.991	0.69		3HA12	3.39

Remarque : le ferrailage des armatures en travées et aux appuis des poutres toiture est 3HA12 avec une section adoptée égale à  $3.39 \text{ cm}^2$  pour tous les niveaux.

### ❖ Vérifications à l'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Poutres principales de (40\*30) :

h=40cm ; b=30cm ; d=38cm

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 38 \frac{2.1}{400} = 1.38 \text{ cm}^2.$$

- Poutres secondaires de (35\*30) :

h=35cm ; b=30cm ; d=33cm

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 33 \frac{2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2.$$

- Poutres toitures (30\*25) :

h=30cm ; b=25cm ; d=28cm

$$A_{min} = 0.23 \times 25 \times 28 \frac{2.1}{400} = 1.01 \text{ cm}^2$$

### **Conclusion:**

Toutes les conditions d'acier adoptées pour les différentes poutres sont supérieures aux sections minimales trouvées par la condition de non fragilité → condition vérifiée.

➤ **Justification sous sollicitation d'effort tranchant (BAEL 91/Art A.5.1) :**

La contrainte tangente conventionnelle utilisée pour le calcul relatif de l'effort tranchant est définie par la relation :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} \quad \text{avec } V_u^{max} : \text{effort tranchant maximal à l'ELU}$$

✓ **Poutres principales (40\*30) :**

**Zone (01) :** sous sol  $V_u^{max} = 98.14\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} = \frac{98.14 \times 10^3}{300 \times 380} = 0.86 \text{ MPa.}$$

**Zone (02) :** RDC, 1,2 étage  $V_u^{max} = 112.13\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} = \frac{112.13 \times 10^3}{300 \times 380} = 0.98 \text{ MPa.}$$

**Zone (03) :** 3, 4, 5 étage  $V_u^{max} = 108.82\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} = \frac{108.82 \times 10^3}{300 \times 380} = 0.95 \text{ MPa.}$$

**Zone (04) :** 6 et  $g_1$   $V_u^{max} = 74.89\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} = \frac{74.89 \times 10^3}{300 \times 380} = 0.65 \text{ MPa.}$$

✓ **Poutres secondaires (35\*30):**

**Zone (01) :** sous sol  $V_u^{max} = 26.31\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} = \frac{26.31 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.26 \text{ MPa.}$$

**Zone (02) :** RDC, 1,2 étage  $V_u^{max} = 116.15\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} = \frac{116.15 \times 10^3}{300 \times 330} = 1.17 \text{ MPa.}$$

**Zone (03) :** 3, 4, 5 étage  $V_u^{max} = 115.51\text{KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} = \frac{115.51 \times 10^3}{300 \times 330} = 1.16 \text{ MPa.}$$

**Zone (04) :** 6 et  $g_1$   $V_u^{max} = 53.25 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} = \frac{53.25 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.53 \text{ MPa.}$$

✓ **Poutres toitures(30\*25) :**

$$V_u^{max} = 8.45 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} = \frac{8.45 \times 10^3}{250 \times 80} = 0.12 \text{MPa.}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton (BAEL 91/Art A.5.1.2.1) :**

Dans le cas ou la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u \leq \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa} \rightarrow \text{situation durable. Tel que : } \gamma_b = 1.5$$

$$\tau_u \leq \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa}\right) = 4.35 \text{MPa} \rightarrow \text{situation accidentelle. Tel que : } \gamma_b = 1.15$$

✓ **Poutres principales :**

**Zone (01) :** sous sol  $\longrightarrow \tau_u = 0.86 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa} \longrightarrow$  condition vérifiée.

**Zone (02) :** RDC, 1,2 étage  $\longrightarrow \tau_u = 0.98 \text{MPa} < 4.35 \text{MPa} \longrightarrow$  condition vérifiée.

**Zone (03) :** 3, 4, 5 étage  $\longrightarrow \tau_u = 0.95 \text{MPa} < 4.35 \text{MPa} \longrightarrow$  condition vérifiée.

**Zone (04) :** 6 et  $g_1$   $\longrightarrow \tau_u = 0.65 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa} \longrightarrow$  condition vérifiée.

**Poutres secondaires :**

**Zone (01) :** sous sol  $\longrightarrow \tau_u = 0.26 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa} \longrightarrow$  condition vérifiée.

**Zone (02) :** RDC, 1,2 étage  $\longrightarrow \tau_u = 1.17 \text{MPa} < 4.35 \text{MPa} \longrightarrow$  condition vérifiée.

**Zone (03) :** 3, 4, 5 étage  $\longrightarrow \tau_u = 1.16 \text{MPa} < 4.35 \text{MPa} \longrightarrow$  condition vérifiée.

**Zone (04) :** 6 et  $g_1$   $\longrightarrow \tau_u = 0.53 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa} \longrightarrow$  condition vérifiée.

✓ **Poutres toitures :**

$$\tau_u = 0.12 \text{MPa} < \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant aux appuis :**

• **Influence sur les armatures (BAEL91 /Art A.5.1.321) :**

Lorsqu'au droit d'un appui :  $V_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$ , on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à  $V_u - \frac{M_u}{0.9d} \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

D'où :  $A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left( V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$ . Si  $T_u - \frac{M_u}{0.9d} < 0 \Rightarrow$  la vérification n'est pas nécessaire

✓ **Poutres principales :**  $V_u^{max} = 112.13 \text{ KN}$

$$112.13 - \frac{143.225}{0.9 \times 0.38} = -306.65 < 0$$

✓ **Poutres secondaires :**  $V_u^{max} = 116.15 \text{ KN}$

$$116.15 - \frac{95.165}{0.9 \times 0.33} = -204.27 < 0$$

✓ **Poutres secondaires :**  $V_u^{max} = 8.45 \text{ KN}$

$$8.45 - \frac{10.353}{0.9 \times 0.28} = -32.63 < 0$$

**Conclusion :** Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

• **Influence sur le béton (BAEL 91/Art A.5.1.3.1.3) :**

$$V_u \leq \bar{V}_u = 0.4 \frac{0.9 b d f_{c28}}{\gamma_b}$$

✓ **Poutres principales(40\*30) :**

$$V_u = 112.13 \text{ KN} \leq \bar{V}_u = 0.4 \frac{0.9 \times 0.30 \times 0.38 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 684 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Poutres secondaires (35\*30):**

$$V_u = 116.15 \text{ KN} \leq \bar{V}_u = 0.4 \frac{0.9 \times 0.30 \times 0.33 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 594 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Poutres toitures (30\*25):**

$$V_u = 8.45 \text{ KN} \leq \bar{V}_u = 0.4 \frac{0.9 \times 0.25 \times 0.28 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 420 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \Psi = 1.5 \text{ Pour les aciers HA}$$

$\tau_{se}$  étant que la contrainte d'adhérence d'entraînement.

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9 d \sum U_i} \quad \text{tel que : } \sum U_i : \text{somme des périmètres utiles des barres.}$$

✓ **Poutres principales :**

Nous avons choisit la section minimale des armatures longitudinales pour avoir le cas le plus défavorable soit :

$$3HA14 \longrightarrow \sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \cdot 3.14 \cdot 14 = 131.88 \text{ mm} = 13.18 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{112.13 \times 10^3}{0.9 \times 380 \times 131.88} = 2.48 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa.}$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$3HA12 \longrightarrow \sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \cdot 3.14 \cdot 12 = 113.04 \text{ mm} = 11.30 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{116.15 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 113.04} = 3.06 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa.}$$

✓ **Poutres toitures :**

$$3HA12 \longrightarrow \sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \cdot 3.14 \cdot 12 = 113.04 \text{ mm} = 11.30 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{8.45 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 113.04} = 0.29 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa.}$$

**Conclusion :** la contrainte d'adhérence est vérifiée.

➤ **Calcul de la longueur de scellement droit des barres :**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \text{ avec : } \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

Avec :  $\tau_{su}$  est la contrainte d'adhérence à l'ancrage.

Les barres que nous avons utilisé sont des diamètre ( $\phi 12$  et  $\phi 14$  et  $\phi 16$ ) donc leurs longueurs de scellements sont respectivement  $l_s = 42.3 \text{ cm}$ ,  $l_s = 49.38 \text{ cm}$ ,  $l_s = 49.38 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet «  $l_c$  » est au moins égale à «  $0.4 l_s$  » pour barre à haute adhérence.

\*Pour les HA12 :  $l_c = 0.4 l_s = 0.4 \times 42.3 = 16.92 \text{ cm}$

\*Pour les HA14 :  $l_c = 0.4 l_s = 0.4 \times 49.38 = 19.75 \text{ cm.}$

\*Pour les HA16 :  $l_c = 0.4 l_s = 0.4 \times 56.44 = 22.57 \text{ cm.}$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Selon le BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10} \right)$$

## Chapitre V : Ferrailage des éléments

Soit  $\phi_l$  : le plus petit diamètre dans le sens longitudinal.

✓ **Poutres principales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{400}{35}, 14, \frac{350}{10}\right) = 11.43\text{mm} \Rightarrow \text{Soit : } \phi_t = 8\text{mm}.$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2.$$

✓ **Poutres secondaires:**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{350}{35}, 12, \frac{300}{10}\right) = 10.00\text{mm} \Rightarrow \text{Soit : } \phi_t = 8\text{mm}.$$

$$\text{On prend: } A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2.$$

✓ **Poutres toitures :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{300}{35}, 12, \frac{250}{10}\right) = 8.75\text{mm} \Rightarrow \text{Soit : } \phi_t = 8\text{mm}.$$

$$\text{On prend: } A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2.$$

➤ **Calcul des espacements :**

- Selon le RPA2003(Art7.5.2.2) :

▪ **Zone nodale :**  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right)$

✓ Poutres principales (40x30) :  $S_t = 10\text{cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 8\text{cm}.$

✓ Poutres secondaires (35x30) :  $S_t = 8.75\text{cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 8\text{cm}.$

✓ Poutres toitures (30x25) :  $S_t = 7.5\text{cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 6\text{cm}.$

▪ **Zone courante :**  $S'_t \leq \frac{h}{2}$

✓ Poutres principales (40x30) :  $S'_t \leq 20\text{cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 15\text{cm}.$

✓ Poutres secondaires (35x30) :  $S'_t \leq 17.5\text{cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 15\text{cm}.$

✓ Poutres toitures (30x25) :  $S_t \leq 15\text{cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 15\text{cm}.$

➤ **Délimitation de la zone nodale: (PRA 99 ver2003/Art 7.4.2.1)**

$L' = 2xh$  tel que :  $h$  = hauteur de la poutre.

**Poutres principales :**  $L' = 2x40 = 80\text{cm}.$

**Poutres secondaires :**  $L' = 2x35 = 70\text{cm}.$

**Poutres toitures :**  $L' = 2x30 = 60\text{cm}.$

et  $H' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right\}$

$h$  : Hauteur de la poutre.

$b_1$  et  $h_1$  : Dimensions du poteau.

$h_e$  : Hauteur entre nus des poteaux.

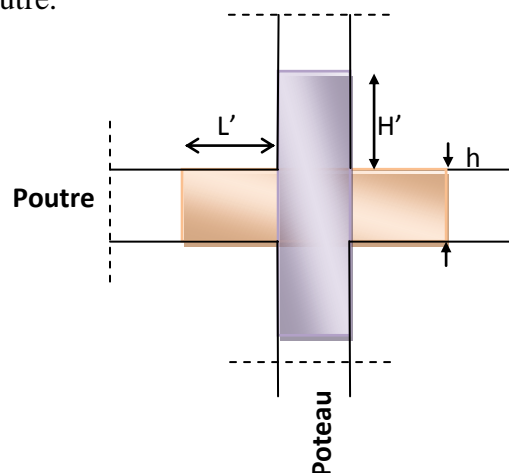


Fig.V-2-3 : délimitation de la zone nodale

## Chapitre V : Ferrailage des éléments

On aura :

$$H' = \max \{51 ; 30 ; 40 ; 60\text{cm}\} = 60\text{cm}$$

### Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est donnée par :

#### Zone nodale :

$$A_t^{min} = 0.003S_t b = 0.003 \times 08 \times 30 = 0.72\text{cm}^2$$

$$A_t = 2.01\text{cm}^2 > A_t^{min} = 0.72\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

#### Zone courante :

$$A_t^{min} = 0.003S_t b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_t = 2.01\text{cm}^2 > A_t^{min} = 1.35\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Remarque : Le cadre d'armature transversal doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui.

### ❖ Vérification à l'ELS :

#### ➤ Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

#### ➤ Disposition des armatures :

Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être au moins égale à :

- ✓  $\frac{1}{5}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- ✓  $\frac{1}{4}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- ✓ La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à  $\frac{1}{10}$  de la portée.

#### ➤ Etat limite de compression du béton : (Art A.4.5.2/BAEL91)

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa.}$$



## Chapitre V : Ferrailage des éléments

Avec :  $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$  (A : armatures adoptées à l'ELU)

On calcul :  $\rho_1 = \frac{100 A_s}{bd}$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux ci- dessous :

➤ **Poutres principales (40\*30):**

zone	armatures		M <sub>smax</sub> (KN. m)	Asu (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	k	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	obs
Zone01 (S-S )	travée	/	35.79	4.62	0.405	0.9025	36.29	225.88	6.22	15	cv
	appuis	sup	45.683	6.03	0.528	0.8915	31.08	223.63	7.19	15	cv
		inf	35.79	6.03	0.528	0.8915	31.08	175.20	5.64	15	cv
Zone02 (RDC au 2ème étage)	travée	/	35.597	4.62	0.405	0.9025	36.29	224.66	6.19	15	cv
	appuis	sup	47.316	10.65	0.934	0.8645	21.90	135.24	6.17	15	cv
		inf	35.597	10.65	0.934	0.8645	21.90	101.75	4.65	15	cv
Zone03 (3ème au 5ème étage)	travée	/	36.594	4.62	0.405	0.9025	36.29	230.96	6.36	15	cv
	appuis	sup	58.825	10.65	0.934	0.8645	21.90	168.14	7.67	15	cv
		inf	36.594	10.65	0.934	0.8645	21.90	104.60	4.78	15	cv
Zone04 (6ème et g <sub>1</sub> )	travée	/	24.204	4.62	0.405	0.9025	36.29	152.76	4.20	15	cv
	appuis	sup	41.602	6.03	0.528	0.8915	31.08	203.65	6.55	15	cv
		inf	24.204	6.03	0.528	0.8915	31.08	118.49	3.81	15	cv

**Tableau V-2-1. Vérification du ferrailage des poutres principales  
en travées et aux appuis à l'ELS**

## Chapitre V : Ferrailage des éléments

### ➤ Poutres secondaires (35\*30):

zone	armatures		$M_{smax}$ (KN.m)	$A_{su}$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	k	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	obs
Zone01 (S-S )	travée	/	5.424	3.39	0.342	0.909	39.95	53.34	1.34	15	cv
	appuis	sup	8.373	4.62	0.466	0.8965	33.31	61.26	1.83	15	cv
		inf	5.424	3.39	0.342	0.909	39.95	53.34	1.34	15	cv
Zone02 (RDC au 2ème étage)	travée	/	6.872	3.39	0.342	0.909	39.95	67.57	1.69	15	cv
	appuis	sup	67.698	8.01	0.809	0.8715	23.91	293.87	12.20	15	cv
		inf	6.872	4.62	0.466	0.8965	33.31	50.28	1.51	15	cv
Zone03 (3ème au 5ème étage)	travée	/	10.156	3.39	0.342	0.909	39.95	99.87	2.49	15	cv
	appuis	sup	58.825	8.01	0.809	0.8715	23.91	255.36	10.60	15	cv
		inf	10.156	4.62	0.466	0.8965	33.31	74.30	2.23	15	cv
Zone04 (6ème et g <sub>1</sub> )	travée	/	8.396	3.39	0.342	0.909	39.95	82.56	2.07	15	cv
	appuis	sup	33.705	8.01	0.809	0.8715	23.91	146.31	6.12	15	cv
		inf	8.396	4.62	0.466	0.8965	33.31	61.43	1.84	15	cv

**Tableau V-2-2. Vérification du ferrailage des poutres secondaires en travées et aux appuis à l'ELS**

### ➤ Poutres toitures :

- Vérification en travées et appuis :

travée	$M_s$ (KNm)	$A_{su}$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	k	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	obsv
appui									
travée	4.785	3.39	0.482	0.895	32.62	56.32	1.73	15	cv
Ap sup	10.353	3.39	0.482	0.895	32.62	121.86	3.74	15	cv
Ap inf	7.736	3.39	0.482	0.895	32.62	91.06	2.79	15	cv

**Tableau V2-3. Vérification du ferrailage des poutres toitures en travées et aux appuis à l'ELS**

### 3 ) Vérification de la flèche : (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifiées 99)

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, qui ne doit pas dépasser la valeur limite  $f$ .

$$f_{Calculé} < \bar{f} = \frac{L_{max}}{500}$$

- Poutres principales :

la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur  $l=4.85m$ .

$$f = 0.525mm < \bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{485}{500} = 0.97mm$$

- Poutres secondaire :

la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur  $l=3.50m$ .

$$f = 0.578mm < \bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{350}{500} = 0.7 \text{ mm.}$$

- Poutres toiture :

la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur  $l=3.50m$ .

$$f = 0.509mm < \bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{350}{500} = 0.7 \text{ mm.}$$

# Chapitre V : Ferrailage des éléments

## V-3 Ferrailage des voiles

### V-3-1 Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- ❖ Des aciers verticaux
- ❖ Des aciers horizontaux.
- ❖ Armatures transversales .

#### ❖ Aciers verticaux :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

#### ❖ Aciers horizontaux :

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de  $10\Phi$ .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

#### ❖ Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingle 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..... [2]

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

## Chapitre V : Ferrailage des éléments

### Les combinaisons d'action :

Les combinaisons d'action sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le RPA 99 modifié 2003} \begin{cases} G + Q + E \\ 0.8G + E \end{cases}$$

### 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 :

he : hauteur entre nus de planchers du voile considéré .

Lc : 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-S
- Zone II : RDC au 2<sup>ème</sup> étage
- Zone III : 3<sup>ème</sup> au 5<sup>ème</sup> étage
- Zone IV : 6<sup>ème</sup> et grenier

## Chapitre V : Ferrailage des éléments

### a) Ferrailage section entièrement comprimé

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

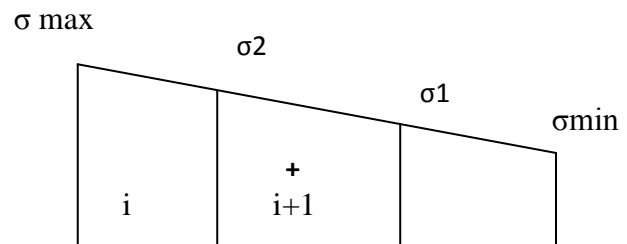


Diagramme des contraintes S-E-C

**e** : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement comprimée est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

**B** : section du tronçon considéré ;

**Situation accidentelle** :  $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 18.48 \text{ Mpa}$

**Situation courante** :  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  ;  $f_{bc} = 14.20 \text{ Mpa}$

#### ✓ Armatures minimales

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

### b) Ferrailage section entièrement tendue

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

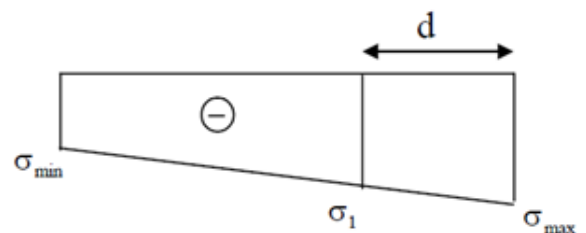


Diagramme des contraintes (S.E.T)

**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 :**

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition non fragilité BAEL art A4.2.1).}$$

$$A_{\min} \geq 0.002 B \text{ (Section min du RPA art 7.7.4.1).}$$

**B** : section du tronçon considéré

➤ **Ferrailage section partiellement comprimé**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times 2$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

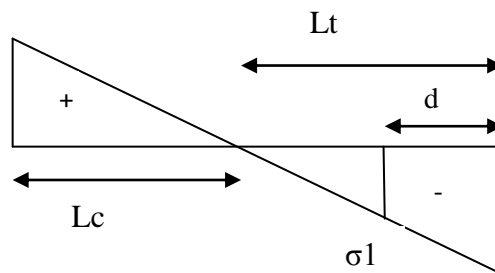


Figure V.1 : Diagramme des contraintes SPC

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.

➤ **Armatures horizontales :**

D'après le BEAL 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.

➤ **Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité des voiles un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$ .

➤ **Espacement :**

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2005, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

## Chapitre V : Ferrailage des éléments

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

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  $(15 \text{ cm})$ .

### ➤ Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

$40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

$20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges

### ➤ Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $0,10$  de l'épaisseur du voile.

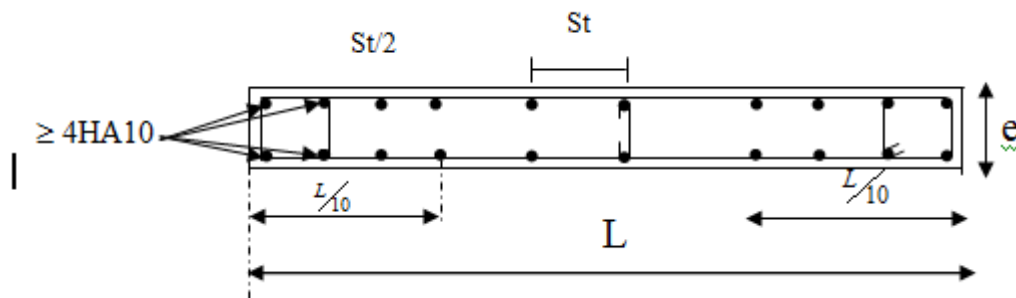


Figure V.2 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

### ➤ Vérifications :

#### ❖ Vérification à L'ELS :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$N_s$  : Effort normal appliqué

$B$  : Section du béton

$A$  : Section d'armatures adoptée (verticales).



## Chapitre V : Ferrailage des éléments

### ❖ Vérification de la contrainte de cisaillement

#### 1- 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 ( $d = 0.9 h$ )

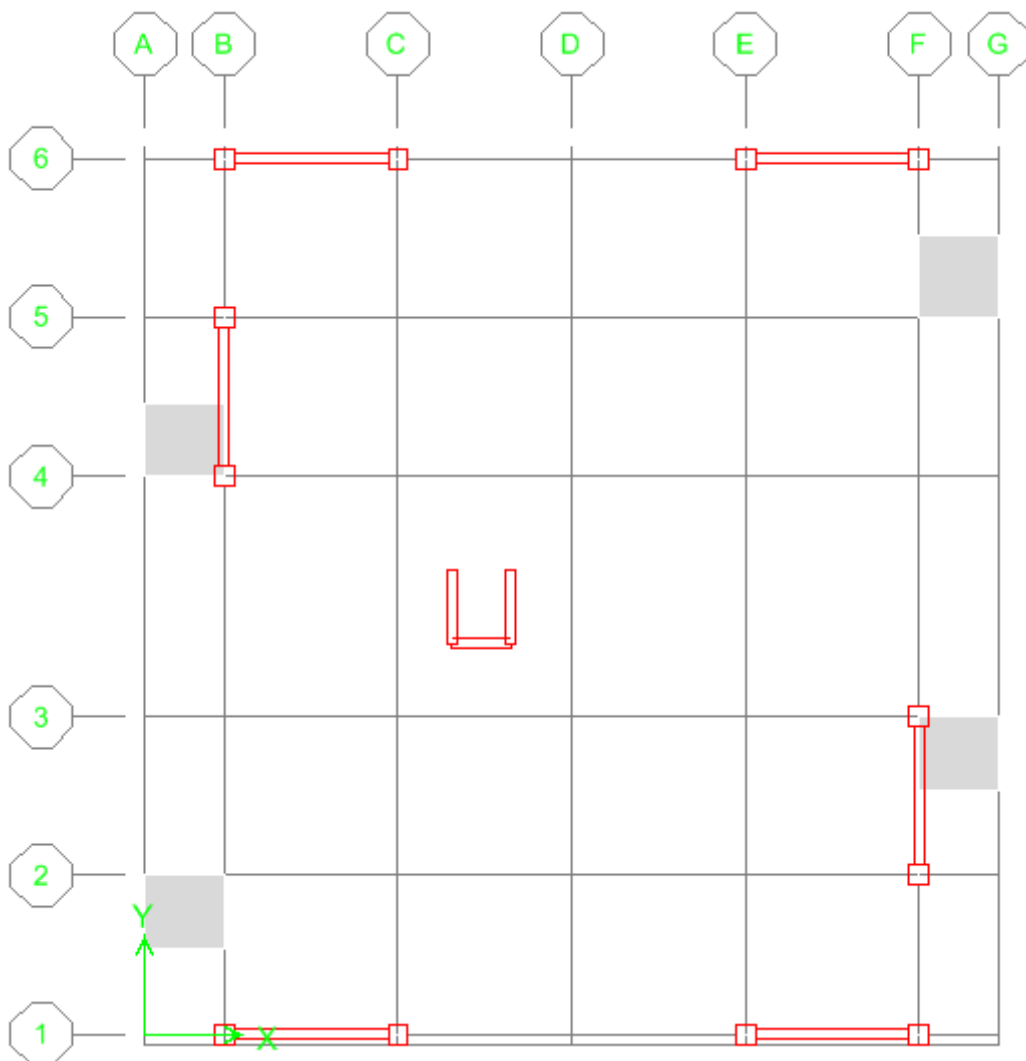
h : Hauteur totale de la section brute

#### 2- Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = \text{pour une fissuration peut nuisible}$$

Avec :  $\tau_u$  : contrainte de cisaillement.

#### La disposition des voiles :



➤ **Exemple de calcul :**

**Voile VL1**

$$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$$

$$N=2302.56\text{KN}$$

$$M=6869.131\text{KN.m}$$

$$V=755.367\text{KN}$$

$$L=3.65\text{m}$$

$$V=1.825$$

$$B=0.73$$

$$I=0.81\text{m}^4$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{2302.56}{0.73} + \frac{6869.131 \times 1.825}{0.81} = 18630.937 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \frac{2302.56}{0.73} - \frac{6869.131 \times 1.825}{0.81} = -12322.554 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

⇒ section partiellement comprimé (tendue)

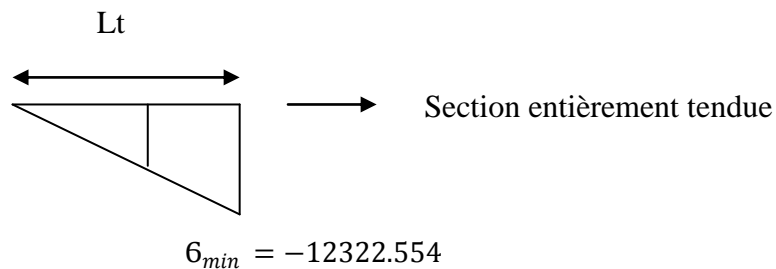
**Langueur de la zone comprimée :**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{18630.937}{18630.937 + 12322.554} \times 3.65 = 2.196\text{m}$$

**Langueur de la zone tendue :**

$$L_t = L - L_c = 3.65 - 2.196 = 1.453\text{m}$$

**a) Zone tendue :**



Calcul de la longueur d :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) = \left(\frac{3}{2}; \frac{2}{3} \times 2.196\right) \rightarrow d = 1.4\text{m}$$

$$d_1 = \frac{L_t}{2} = \frac{1.453}{2} = 0.726\text{m} = d_2$$

## Chapitre V : Ferrailage des éléments

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{12322.54 \times 0.726}{1.453} = 6161.272 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

- Détermination des efforts normaux :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{12322.54 + 6161.272}{2} \times 0.726 \times 0.2 = 1324.905 \text{KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{6161.272}{2} \times 0.726 \times 0.2 = 443.635 \text{KN}$$

- Détermination des armatures verticales :

$$Av_1 = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{1342.905 \times 10^3}{400} = 3357 \text{mm}^2 = 33.57 \text{cm}^2$$

$$\text{Avec } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{Mpa (situation accidentelle)}$$

$$Av_2 = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{443.635 \times 10^3}{400} = 1110 \text{mm}^2 = 11.1 \text{cm}^2$$

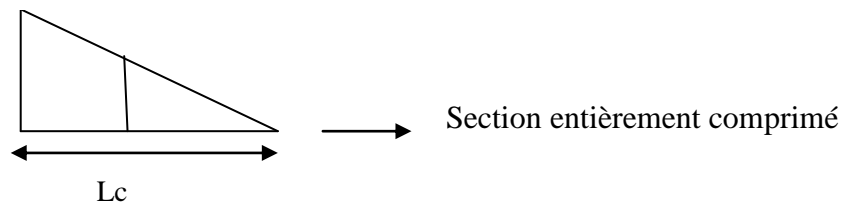
$$A_{\min} = 0.15\% B \text{ Avec } B = dt \times e$$

$$B = 0.726 \times 0.2 = 0.1452 \text{m}^2$$

$$A_{\min} = 0.1452 \times 10^4 \times 0.0015 = 2.17 \text{cm}^2$$

### b) Zone comprimée :

$$\sigma_{\max} = 1863.937$$



$$d_1 = \frac{L_c}{2} = \frac{2.196}{2} = 1.098 = d_2$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\max}(L_c - d)}{L_c} = \frac{1863.937 \times 1.098}{2.196} = 9315.468 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

## Chapitre V : Ferrailage des éléments

- Détermination des efforts normaux :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{18630.9376 + 9315.468}{2} \times 1.098 \times 0.2 = 3069.282 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{9315.468}{2} \times 1.098 \times 0.2 = 1023.270 \text{ KN}$$

- Détermination des armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1 - B f_{c28}}{6s} = \frac{3069.282 \times 10^3 - (1.098 \times 10^6 \times 25)}{400} = -60951.79 \text{ mm}^2$$

$$A_{v1} = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{1023.27 \times 10^3 - (1.098 \times 10^6 \times 25)}{400} = -66066.82 \text{ mm}^2$$

$$A_{v1} = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.15\% B \text{ Avec } B = d \times e$$

$$B = 1.098 \times 0.2 = 0.2196 \text{ m}^2$$

$$A_{\min} = 0.2196 \times 10^4 \times 0.0015 = 3.294 \text{ cm}^2$$

On remarque que les armatures trouvées dans les sections tendues sont supérieures à celles trouvées dans les sections comprimées donc on adopte pour toute la section le ferrailage trouvé dans la section comprimée.

$$A_{v/\text{bande}} = 32.16 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{v/\text{bande}} \text{ adopté} = 32.16 \text{ (16HA16)}$$

$$A_{v \text{ tot}} = \frac{A_{v/\text{bande}} \times l}{d} = \frac{32.16 \times 3.65}{0.762} = 154.04 \text{ cm}^2$$

$$\text{Section adopté totale} = 160.8 \text{ cm}^2 = 80 \text{ HA16}$$

$$\text{Section adopté/nappe} = 80.4 \text{ cm}^2 = 40 \text{ HA16}$$

$$A_{H/\text{nappe}} = \frac{A_{v/\text{nappe}}}{4} = 15 \text{ HA14} = 23.08 \text{ cm}^2$$

### ❖ Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A_s} = \frac{2828.19 \times 10^3}{730000 + 15 \times 8040} = 3.24 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

## Chapitre V : Ferrailage des éléments

### ❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{755.367 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3650} = 1.14 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec } \bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \leq \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.15}; 5 \text{ MPa}\right) \leq (4.34; 5 \text{ MPa})$$

1.14 ≤ 4.34 MPa → condition vérifiée.

### Voile VL1

Zone I : L=3.65m	Zone II : L=3.60	Zone III : L=3.55m	Zone IV : L=3.5m
B=0.73m <sup>2</sup>	B=0.72 m <sup>2</sup>	B=0.71m <sup>2</sup>	B=0.7m <sup>2</sup>
V=1.825m	V=1.8m	V=1.775	V=1.75m
I=0.81m <sup>4</sup>	I=0.77 m <sup>4</sup>	I=0.74m <sup>4</sup>	I=0.71m <sup>4</sup>

### Mmax → Ncor

### ❖ Calcul des efforts normaux:

Partie tendue:

Zone	σ <sub>max</sub>	σ <sub>min</sub>	V	LT	dt	σ <sub>l</sub>	N <sub>1</sub>	N <sub>2</sub>
I	18630.938	12322.55	755.367	1.453	0.762	6161.275	1342.906	447.635
II	14420.53	8473.283	773.16	1.332	0.666	4236.6415	846.738	282.246
III	4744.7286	755.545	502.41	0.487	0.243	377.772	27.632	9.210
IV	5327.2678	3195.439	338.56	1.312	0.656	1597.719	314.494	104.831

Partie comprimée:

Zone	σ <sub>min</sub>	σ <sub>max</sub>	V	LC	Lt	dc	σ <sub>l</sub>	N <sub>1</sub>	N <sub>2</sub>
I	18630.938	12322.55	755.367	2.196	1.453	1.098	9315.469	3069.821	1023.275
II	14420.53	8473.283	773.16	2.267	1.332	1.133	7210.265	2452.494	817.498
III	4744.7286	755.545	502.41	3.062	0.487	1.531	2372.3643	1089.753	363.251
IV	5327.2678	3195.439	338.56	2.187	1.312	1.093	2663.6339	874.099	291.366

## Chapitre V : Ferrailage des éléments

### ❖ Calcul des armatures vertical:

Partie tendue:

Zone	$\sigma_1$	N1	N2	AV1	AV2	Amin
I	6161.275	1342.9063	447.635	32.16	11.19	2.17
II	4236.6415	846.738	282.246	21.16	7.05	1.99
III	377.7725	27.632	9.210	0.69	0.23	0.72
IV	1597.719	314.494	104.831	7.86	2.62	1.95

Partie comprimée:

Zone	$\sigma_1$	N1	N2	AV1	AV2	Amin
I	9315.469	3069.827	1023.275	0	0	3.28
II	7210.265	2452.494	817.498	0	0	3.39
III	2372.3643	1089.753	363.251	0	0	4.59
IV	2663.633	874.099	291.366	0	0	3.10

### ❖ Armatures finales:

Zone	Av/bande (cm <sup>2</sup> )	section adop/bande (cm <sup>2</sup> )	Av tot(adop) (cm <sup>2</sup> )	choix	Section <sub>tot</sub> (cm <sup>2</sup> )	Av tot/nappe	A <sub>H</sub> /nappe
I	32.16	32.16	156.01	80HA16	160.8	80.4 (40HA16)	23.08 (15HA14)
II	21.16	24.18	130.70	80HA16	160.8	80.4 (40HA16)	23.08 (15HA14)
III	4.59	6.15	89.84	80HA14	123.12	61.56 (40HA14)	16.69 (15HA12)
IV	7.86	9.23	49.24	80HA14	123.12	61.56 (40HA14)	16.69 (15HA12)

Le ferrailage adopté pour tout le voile est max ( $N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$  ;  $N_{\min} \rightarrow N_{\text{cor}}$  ;  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$ )

Zone I : Av tot/nappe=40HA16 (e=10cm)

Zone II : Av tot/nappe=40HA16 (e=10cm)

Zone III : Av tot/nappe=40HA14(e=10cm)

Zone IV : Av tot/nappe=40HA14(e=10cm)

## Chapitre V : Ferrailage des éléments

### ❖ Vérification a l'ELS :

Zone	B(m <sup>2</sup> )	Ns	Av(cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
I	0.73	2828.19	80.4	3.32	15	vérifié
II	0.72	2637.20	80.4	3.13	15	vérifié
III	0.71	1796.93	61.56	2.23	15	vérifié
IV	0.70	954.96	61.56	1.20	15	vérifié

### ❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :

Zone	Vu(KN)	$\tau_u$	$\overline{\tau}_u$	Obs
I	755.367	1.06	4.34	vérifié
II	773.16	1.10	4.34	vérifié
III	502.41	0.72	4.34	vérifié
IV	338.56	0.49	4.34	vérifié

### VL3:

Zone I :L=3.95m      Zone II : L=3.90      Zone III : L=3.85m      Zone IV :L=3.80m

B=0.79m<sup>2</sup>      B=0.78 m<sup>2</sup>      B=0.77m<sup>2</sup>      B=0.76m<sup>2</sup>

V=1.975m      V=1.95m      V=1.925m      V=1.90m

I=1.027m<sup>4</sup>      I=0.988m<sup>4</sup>      I=0.951m<sup>4</sup>      I=0.914m<sup>4</sup>

**Nmax→Ncor**

### ❖ Calcul des efforts normaux:

Zone tendue:

Zone	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	V	LC	LT	dt	$\sigma_1$	N1	N2
I	12864.993	7696.512	438.77	2.471	1.478	0.739	3848.256	853.476	284.492
II	10485.748	5776.415	401.72	2.514	1.385	0.692	2888.207	600.156	200.052
II	4245.709	1530.488	502.41	2.829	1.020	0.510	765.244	117.095	39.031
IV	573.446	126.183	79.38	3.114	0.685	0.342	63.091	6.486	2.162

Partie comprimée :

Zone	$\sigma_{min}$	$\sigma_{max}$	V	LC	Lt	dc	$\sigma_1$	N1	N2
I	12864.993	7696.512	438.77	2.471	1.478	1.235	6432.496	2384.638	794.879
II	10485.748	5776.415	401.72	2.514	1.385	1.257	5242.874	1977.636	659.212
III	4245.709	1530.488	502.41	2.829	1.020	1.415	2122.854	901.115	300.371
IV	573.446	126.183	79.38	3.114	0.685	1.557	6432.496	133.955	44.651

## Chapitre V : Ferrailage des éléments

### ❖ Calcul des armatures vertical:

Partie tendue:

Zone	$\sigma_1$	N1	N2	AV1	AV2	Amin
I	3848.256	853.476	284.492	21.33	7.11	2.22
II	2888.207	600.156	200.052	15.00	5.00	2.076
III	765.244	117.095	39.031	2.93	0.97	1.53
IV	63.091	6.486	2.162	0.16	0.054	1.03

Partie comprimée

Zone	$\sigma_1$	N1	N2	AV1	AV2	Amin
I	6432.496	2384.638	794.879	0	0	3.70
II	5242.874	1977.636	659.212	0	0	3.77
III	2122.854	901.115	300.371	0	0	4.25
IV	6432.496	133.955	44.651	0	0	4.67

### ❖ Armatures finales :

Zone	Av/bande (cm <sup>2</sup> )	section adop/bande (cm <sup>2</sup> )	Av tot(adop) (cm <sup>2</sup> )	choix	Section tot (cm <sup>2</sup> )	Av tot/nappe	A <sub>H</sub> /nappe
I	21.33	22.11	114.01	60HA16	120.6	60.30 (30HA16)	15.07 (10HA14)
II	15.00	15.39	86.74	60HA14	92.34	46.17 (30HA14)	11.54 (11HA12)
III	2.93	4.52	34.12	60HA12	67.86	33.93 (30HA12)	11.31 (10HA12)
IV	1.03	4.52	34.12	60HA12	67.86	33.93 (30HA12)	11.31 (10HA12)

Le ferrailage adopté pour tout le voile est max ( $N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$  ;  $N_{\min} \rightarrow N_{\text{cor}}$  ;  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$ )

Zone I : Av tot/nappe=30HA16 (e= 13cm).

Zone II : Av tot/nappe=30HA14 (e=13cm).

Zone III : Av tot/nappe=30HA12 (e=13cm).

Zone IV : Av tot/nappe=30HA12 (e=13cm).



## Chapitre V : Ferrailage des éléments

### ❖ Vérification a l'ELS :

Zone	B(m <sup>2</sup> )	Ns	Av(cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Obs
I	0.79	1265.48	60.30	1.42	15	vérifié
II	0.78	1187.73	46.17	1.52	15	vérifié
III	0.77	692.80	33.93	0.84	15	vérifié
IV	0.76	165.15	33.93	0.22	15	vérifié

### ❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :

Zone	Vu(KN)	$\tau_u$	$\overline{\tau_u}$	Obs
I	438.77	0.62	4.34	vérifié
II	401.72	0.57	4.34	vérifié
III	502.41	0.72	4.34	vérifié
IV	79.38	0.12	4.34	vérifié

### Voile ascenseur Y

L=1.4m

B=0.28m<sup>2</sup>

V=0.7m

I=0.045m<sup>4</sup>

$M_{max} \rightarrow N_{corr}$

### ❖ Calcul des efforts normaux :

Partie tendue :

Zone	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	V	LC	LT	dt	$\sigma_1$	N1	N2
I	16254.0554	9262.12683	203.96	0.891	0.508	0.254	4631.063	353.016	117.672
II	10401.6206	5505.33492	72.51	0.915	0.484	0.242	2752.667	200.064	66.688
III	3916.4527	2004.73841	70.37	0.926	0.473	0.236	1002.369	71.268	23.756
IV	4326.01556	3283.056	104.53	0.795	0.604	0.302	1641.528	148.735	49.578

Partie comprimée :

Zone	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	V	Lc	dc	$\sigma_1$	N1	N2
I	16254.0554	9262.12683	72.51	0.891	0.445	8127.027	1087.169	362.389
II	10401.6206	5505.33492	70.37	0.915	0.457	5200.810	714.174	238.058
III	3916.4527	2004.73841	104.53	0.926	0.463	1958.226	271.998	90.666
IV	4326.01556	3283.056	85.52	0.795	0.397	2163.007	258.246	86.082

## Chapitre V : Ferrailage des éléments

### ❖ Calcul des armatures

Partie tendues :

Zone	N1(KN)	N2(KN)	AV1(cm <sup>2</sup> )	AV2(cm <sup>2</sup> )	Amin(cm <sup>2</sup> )
I	353.016	117.672	8.02	2.94	0.765
II	200.064	66.688	5.00	1.66	0.726
III	71.268	23.756	1.78	0.59	0.780
IV	148.735	49.578	3.7	1.23	1.81

Partie comprimées :

Zone	N1(KN)	N2(KN)	AV1(cm <sup>2</sup> )	AV2(cm <sup>2</sup> )	Amin(cm <sup>2</sup> )
I	1087.16904	362.389679	0	0	1.375
II	714.174353	238.058118	0	0	1.37
III	271.998176	90.6660588	0	0	1.389
IV	258.246108	86.082036	0	0	1.812

### ❖ Armatures finales :

Zone	Av/bande (cm <sup>2</sup> )	section adop/bande (cm <sup>2</sup> )	Av tot(adop) (cm <sup>2</sup> )	choix	Section <sub>tot</sub> (cm <sup>2</sup> )	Av <sub>tot/nappe</sub>	A <sub>H/nappe</sub>
I	8.02	8.04	44.31	24HA16	48.24	24.12 (12HA16)	12.56 (16HA10)
II	5.00	8.04	46.51	24HA16	48.24	24.12 (12HA16)	12.56 (16HA10)
III	1.78	3.08	18.27	24HA14	36.93	18.46 (12HA14)	12.56 (16HA10)
IV	3.7	6.15	14.25	24HA14	36.93	18.46 (12HA14)	12.56 (16HA10)

Le ferrailage adopté pour tout le voile est max ( $N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$  ;  $N_{\min} \rightarrow N_{\text{cor}}$  ;  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$ )

Zone I : Av tot/nappe=12HA16 (e=12cm)

Zone II : Av tot/nappe=12HA16(e=12cm)

Zone III : Av tot/nappe=12HA14(e=12cm)

Zone IV : Av tot/nappe=12HA14(e=12cm)

## Chapitre V : Ferrailage des éléments

### ❖ Vérification a l'ELS :

Zone	B(m)	Ns	Av(cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
I	0.28	364.76	24.12	1.15	15	vérifié
II	0.28	319.43	24.12	1.01	15	vérifié
III	0.28	182.29	18.46	0.59	15	vérifié
IV	0.28	45.8	18.46	0.14	15	vérifié

### ❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :

Zone	Vu(KN)	$\tau_u$	$\overline{\tau}_u$	Obs
I	203.96	0.8	4.34	vérifié
II	72.51	0.28	4.34	vérifié
III	70.37	0.27	4.34	vérifié
IV	104.53	0.41	4.34	vérifié

### Voile ascenseur X :

L=1.2

V=0.6

I=0.028

B=0.24

**Nmax→Mcorr**

### ❖ Calcul des efforts normaux :

Zone tendue :

Zone	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	V	Lc	Lt	dt	$\sigma_1$	N1	N2
I	6942.9375	591.520833	755.367	3.363	0.286	0.143	295.760	12.712	4.23
II	4836.9583	699.95833	773.16	3.144	0.455	0.227	349.979	23.891	7.963
III	2280.85	946.5	502.41	2.508	1.041	0.520	473.25	73.906	24.63
IV(SEC)	889.75	99.25	/	/	/	/	/	/	/

Partie comprimée :

Zone	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	V	Lc	dc	$\sigma_1$	N1	N2
I	6942.9375	591.520833	65.11	1.105	0.552	3471.468	575.807	191.935
II	4836.9583	699.95833	773.16	1.048	0.524	2418.4791	380.293	126.764
III	2280.85	946.5	502.41	0.848	0.424	1140.425	145.074	48.358
III(SEC)	889.75	99.25	118.68	1.2	0.4	$\sigma_1=626.25$ $\sigma_2=362.275$	60.64	39.54

## Chapitre V : Ferrailage des éléments

### ❖ Calcul des armatures vertical :

Partie tendue :

Zone	$\sigma_1$	N1	N2	AV1	AV2	Amin
I	295.760	12.712	4.237	0.31	0.10	0.429
II	349.979	23.891	7.963	0.59	0.19	0.681
III	473.25	73.906	24.63	1.84	0.61	1.56
III(SEC)	/	/	/	/	/	/

Partie comprimée :

Zone	$\sigma_1$	N1	N2	AV1	AV2	Amin
I	3471.46875	575.80706	191.935687	0	0	1.65
II	2418.47915	380.293771	126.76459	0	0	1.57
III	1140.425	145.074103	48.3580342	0	0	1.27
IV(SEC)	$\sigma_1=626.25$	60.64	39.54	0	0	1.2
	$\sigma_2=362.275$					

### ❖ Armatures finales :

Zone	Av/bande (cm <sup>2</sup> )	section adop/bande (cm <sup>2</sup> )	Av tot(adop) (cm <sup>2</sup> )	choix	Section tot (cm <sup>2</sup> )	Av tot/nappe	A <sub>H</sub> /nappe
I	1.65	2.26	18.86	18HA12	20.36	10.18 (9HA12)	9.42 (12HA10)
II	1.57	2.26	11.94	18HA12	20.36	10.18 (9HA12)	9.42 (12HA10)
III	1.84	2.26	5.21	18HA12	20.36	10.18 (9HA12)	9.42 (12HA10)
IV	1.2	2.26	6.78	18HA12	20.36	10.18 (9HA12)	9.42 (12HA10)

Le ferrailage adopté pour tout le voile est max ( $N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$  ;  $N_{\min} \rightarrow N_{\text{cor}}$  ;  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$ )

Zone I : Av tot/nappe=9HA12(e=13cm)

Zone II : Av tot/nappe=9HA12(e=13cm)

Zone III : Av tot/nappe=9HA12(e=13cm)

Zone IV : Av tot/nappe=9HA12(e=13cm)

## Chapitre V : Ferrailage des éléments

---

❖ **Vérification a l'ELS :**

Zone	B(m)	Ns	Av(cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Obs
I	0.24	148.06	10.18	0.58	15	vérifié
II	0.24	130.39	10.18	0.51	15	vérifié
III	0.24	74.75	10.18	0.29	15	vérifié
IV	0.24	18.46	10.18	0.07	15	vérifié

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Zone	Vu(KN)	$\tau_u$	$\overline{\tau_u}$	Obs
I	65.11	0.30	4.34	vérifié
II	773.16	3.57	4.34	vérifié
III	502.41	2.32	4.34	vérifié
IV	118.68	0.54	4.34	vérifié

### Introduction :

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, raison pour laquelle une **démarche globale de conception parasismique** dans la construction doit être mise en place. Elle doit s'appuyer sur trois points :

- ✓ **respect de la réglementation parasismique.**
- ✓ **conception architecturale parasismique.**
- ✓ **mise en œuvre soignée.**

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

L'estimation des forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constitue le problème majeur de génie parasismique connaissant l'intensité de la loi de variation dans le temps de ces forces. Le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une sécurité optimale.

Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul ont été proposées parmi lesquelles on distingue deux méthodes très couramment utilisées :

- méthode statique équivalente.
- méthode dynamique (modale spectrale).

#### ➤ **Modélisation de la structure étudiée :**

Le calcul dynamique consiste à déterminer les modes propres de vibration de la structure ainsi que leurs natures (modes de torsion ou de translation). Les caractéristiques dynamiques de la structure sont déterminées par le logiciel ETABS.

#### ➤ **Description du logiciel ETABS :**

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.). De plus de part sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charges automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

## Chapitre IV : Modélisation et vérification

---

### ➤ Modélisation des éléments structuraux :

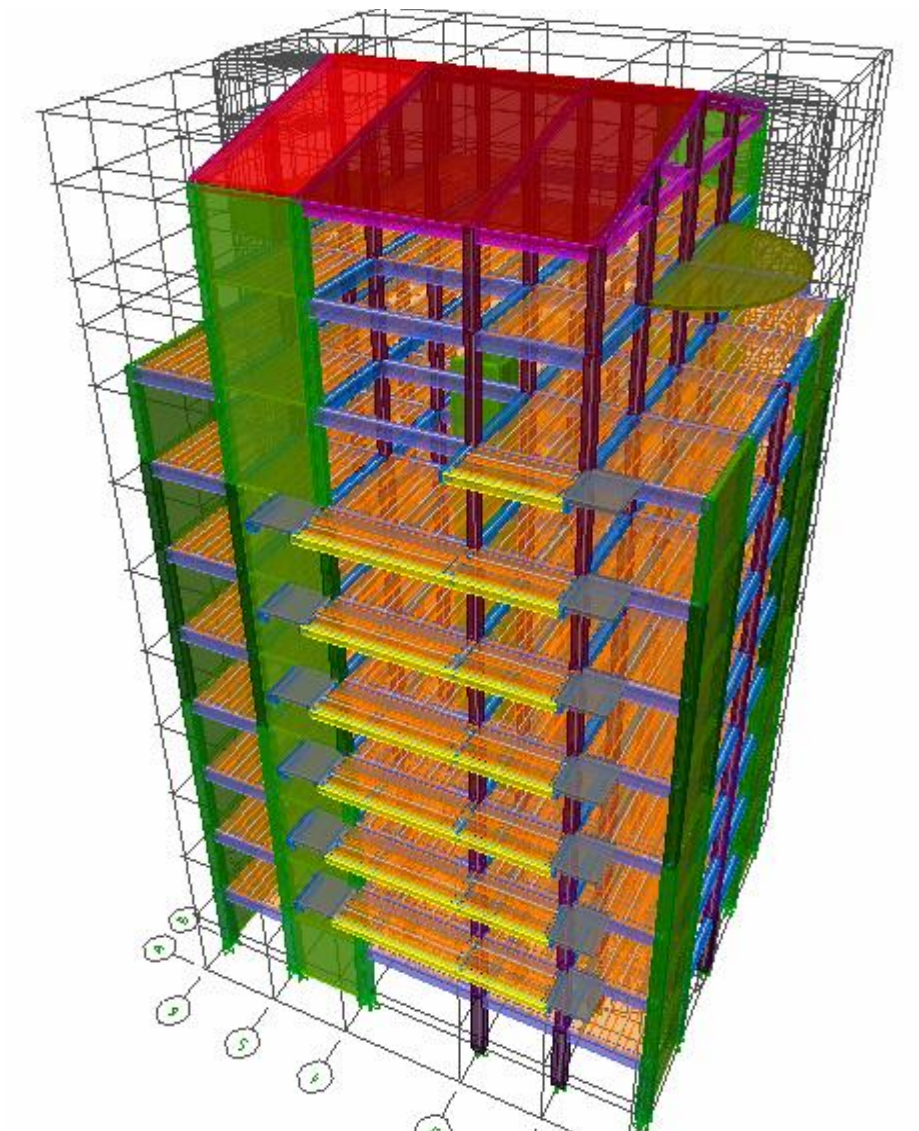
La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- ✓ Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « *frame* » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud.
- ✓ Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « *Shell* » à quatre nœuds.
- ✓ Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- ✓ Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

### ➤ Modélisation de la masse :

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité  $\beta Q$  RPA99/version 2003 (dans notre cas  $\beta=0,2$ ) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir  $25\text{Kn/m}^3$ .

### ➤ La structure étudiée :



### ➤ Calcul dynamique du bâtiment :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

➔ Dans notre cas on utilise **la méthode spectrale modale** qui est applicable dans tous les cas

### ❖ Méthode modale spectrale :

#### a) Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations.

L'étude dynamique d'une structure, telle qu'elle se présente, est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser

#### b) Hypothèses de calcul :

- ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
- ✓ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux)

#### c) Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique :

- ✓ La structure est classée en groupe d'usage **2 (RPA 2003/Art 3.2)**.
- ✓ La structure est de catégorie **S3** (sol meuble), selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique.
- ✓ La structure se trouve dans une zone de forte sismicité Zone **III**
- ✓ La structure à étudiée fait **31.76 m** (SS+RDC+6 étages+2 greniers) de hauteur

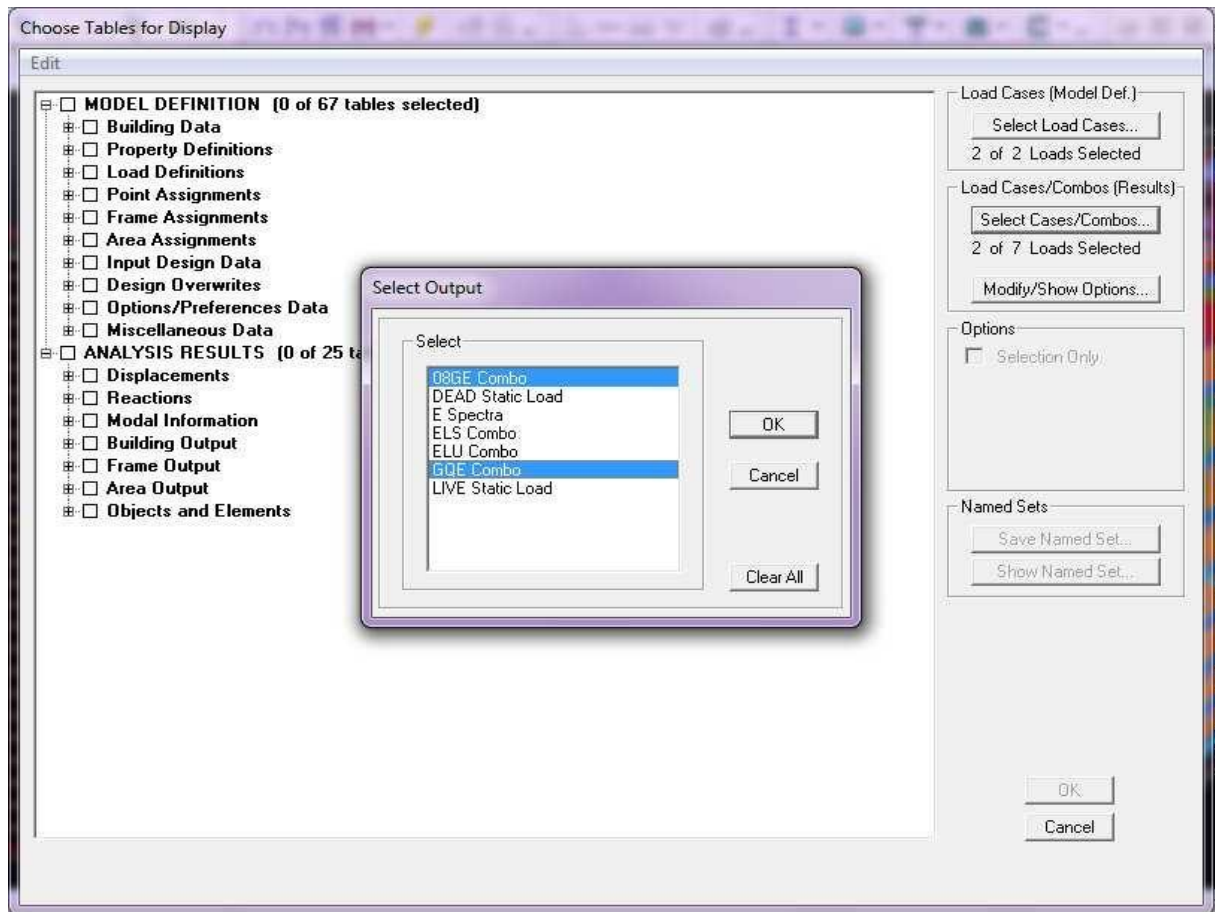


### Visualisation des résultats :

#### 1) Période et participation modale

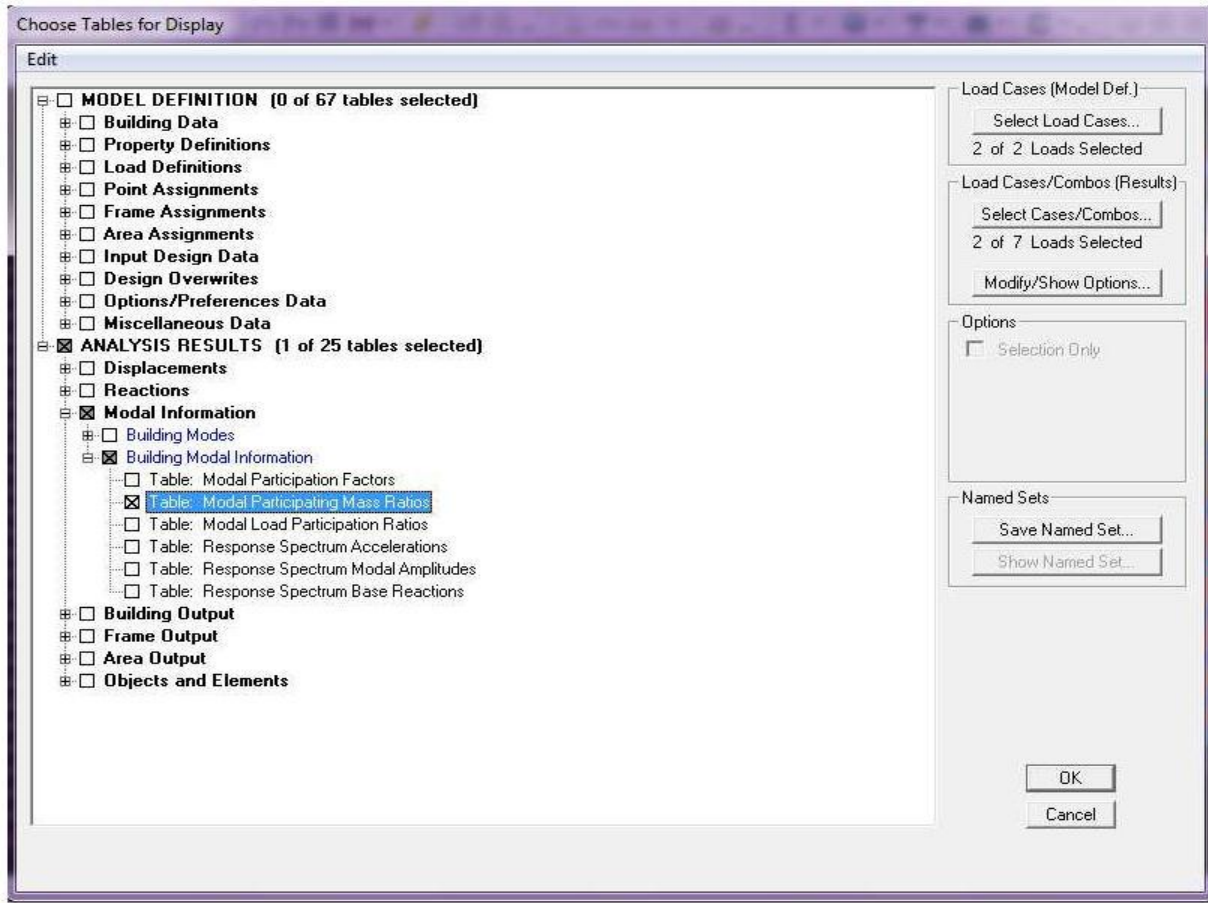
display→show tables

une fenêtre apparait on sélectionne les combinaison sismique



Dans la même fenêtre on clique sur modal information→ building modal informations  
→table :modal participating mass ratios

## Chapitre IV : Modélisation et vérification



Le tableau suivant apparaît

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.682337	1.0247	69.7176	0.0000	1.0247	69.7176	0.0000	97.5267
2	0.624687	64.9409	1.1120	0.0000	65.9656	70.8297	0.0000	1.5389
3	0.439932	0.0007	0.0029	0.0000	65.9663	70.8326	0.0000	0.0034
4	0.207854	7.4069	0.0068	0.0000	73.3732	70.8393	0.0000	0.0012
5	0.185294	0.0096	15.0158	0.0000	73.3828	85.8552	0.0000	0.3621
6	0.116240	14.2262	0.0020	0.0000	87.6090	85.8571	0.0000	0.0000
7	0.107193	0.0105	0.0013	0.0000	87.6195	85.8584	0.0000	0.0001
8	0.086151	0.0009	6.2917	0.0000	87.6204	92.1501	0.0000	0.4626
9	0.068808	0.1478	0.0057	0.0000	87.7682	92.1558	0.0000	0.0006
10	0.051036	2.4183	1.9749	0.0000	90.1865	94.1307	0.0000	0.0187

OK

### Constatation :

1°/ Ce modèle présente une période fondamentale  $T = 0.682s$ .

2°/ Le 1<sup>er</sup> et le 2<sup>ème</sup> mode sont des modes de translation

3°/ Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de torsion.

4°/ dans le 10<sup>ème</sup> mode la masse participante >90%

### 1) Vérification de l'effort tranchant :

$$V = \frac{ADQ}{R} \times W$$

✓ **A : coefficient d'accélération de zone**, donné par le (RPA 2003/Tableau 4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment : **A= 0.25**

	ZONE	ZONE	ZONE	ZONE
Groupe	I	II <sub>a</sub>	II <sub>b</sub>	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

✓ **D : facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 < T < T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^2 & T_2 < T < 3.0 \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}} (3.0/T) & T > 3.0S \end{cases}$$

Site 03 :  $T_{1(sec)} = 0.15$

$T_{2(sec)} = 0.50$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

### ξ Pourcentage d'amortissement critique

La réponse des structures soumises aux forces sismiques variables au cours du temps

dépend en particulier des propriétés d'amortissement des matériaux constitutifs de la structure, du type de structure et de l'importance des remplissage

**Tableau de ξ**

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

$$\xi=10$$

$$\rightarrow \eta=0.76$$

$$T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

**D** : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

Avec  $D_x=14m$

$$D_y=17.65m$$

➤ **Sens longitudinal :**

$$T_x = 0.09 \frac{31.76}{\sqrt{14}} = 0.730 \text{ sec}$$

➤ **Sens transversal :**

$$T_y = 0.09 \frac{31.76}{\sqrt{17.65}} = 0.658 \text{ sec}$$

$$\begin{cases} \text{sens longitudinal } T_x = 0.730 \\ \text{sens transversal } T_y = 0.658 \end{cases}$$

$$T_2 < T_{x,y} < 3.0$$

On remarque que toutes les périodes sont inférieures à  $T_2=0.5\text{sec}$

$$Dx = 2.5\eta(T_2/T_x) = 2,5 \cdot 0.76(0.5/0.730) = \mathbf{1.47}$$

$$Dy = 2.5\eta(T_2/T_y) = 2,5 \cdot 0.76(0.5/0.658) = \mathbf{1.58}$$

## Chapitre IV : Modélisation et vérification

**Q: facteur de qualité** :(tableau 4.4 RPA)

critère	Observé	N/observé
1-condition minimale sur les files de contreventement	0	
Redondance en plan		0.05
Régularité en plan	0	
Régularité en élévation		0.05
Contrôle de qualité de matériaux	0	
Contrôle de qualité d'exécution	0	

$$Q=1+\sum_1^5 p_q=1+0.1=1.1$$

**W : poids total de la structure :**

$$W = \sum W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

**W<sub>Gi</sub>** : poids dû aux charges permanentes

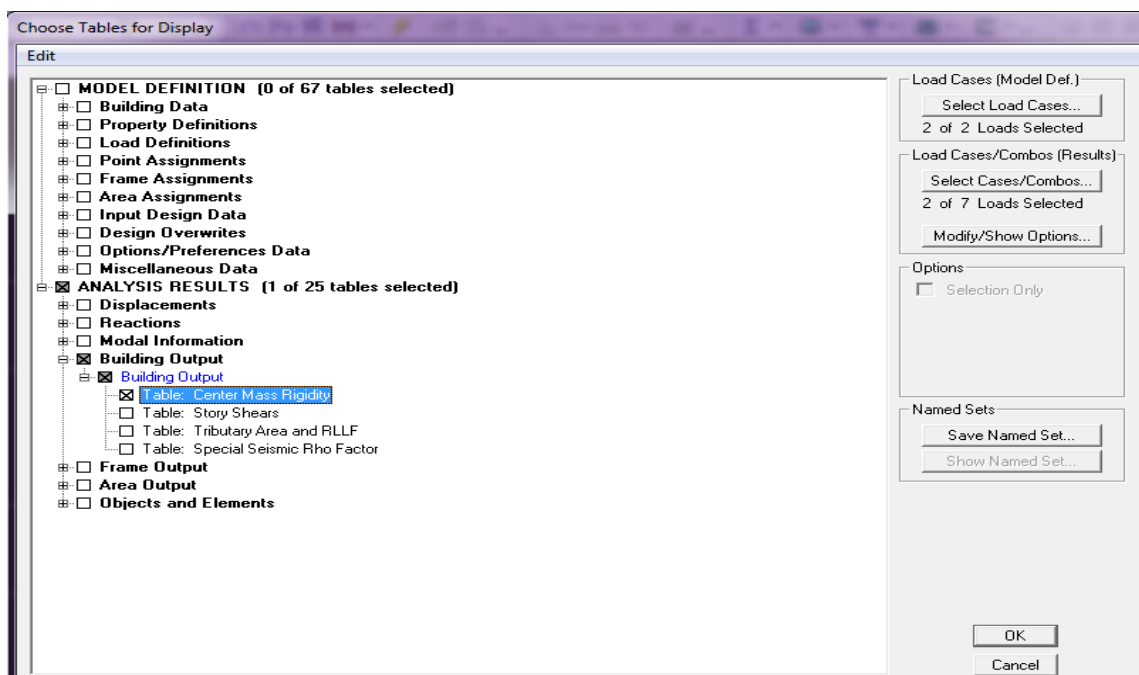
**W<sub>Qi</sub>** : la charge d'exploitation

**β** : coefficient de pondération donné par le **tableau 4.1** :

Pour un bâtiment d'habitation **β = 0.20**

**W** est tiré d'ETABS

display→show table→building output→ building output→table: centre mass rigidity



## Chapitre IV : Modélisation et vérification

Etage	Poid <sub>x,y</sub> (KN)	Poid <sub>x,y</sub> cumulé(KN)
Grenier2	22.954	22.954
Grenier1	153.283	176.237
Etage6	211.386	387.623
Etage5	268.253	655.876
Etage4	271.802	927.678
Etage3	271.802	1199.48
Etage2	275.455	1474.935
Etage1	279.609	1754.54
RDC	279.412	2033.613
S-S	248.636	2282.249

Donc le poid de la structure **W=2282.249KN**

Il faut vérifié que  **$V_{MMS} \cdot 0.8 < V_{ETABS}$**

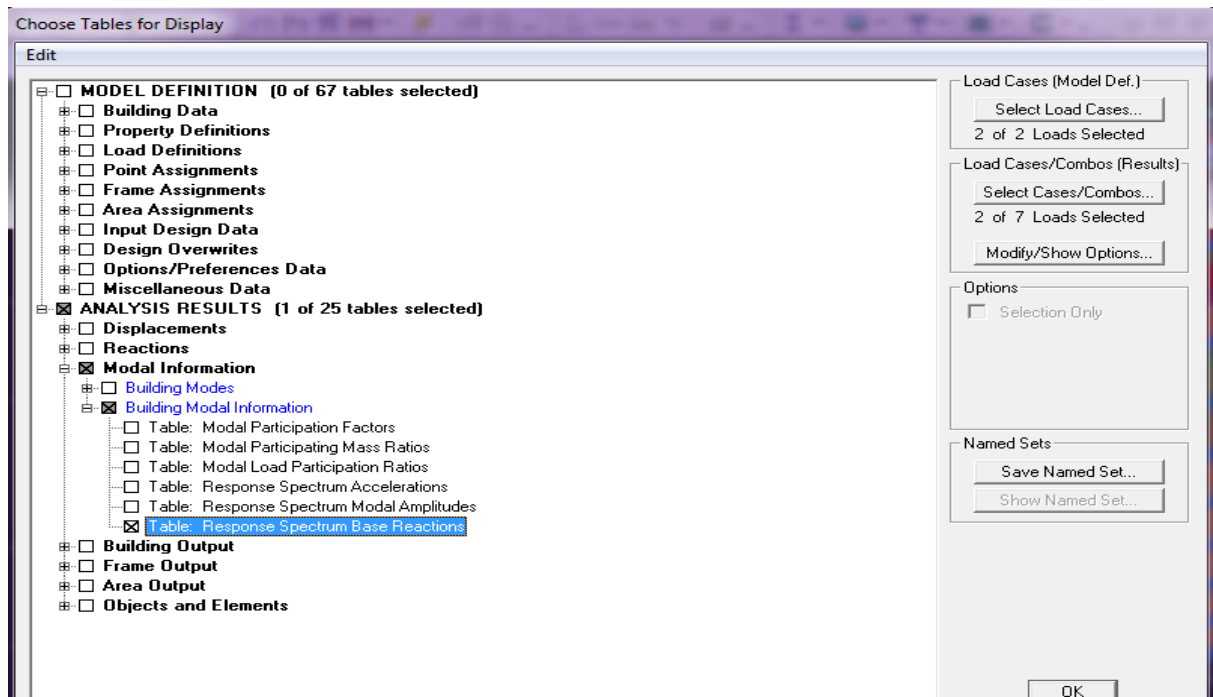
$$V_{x(MMS)} = \frac{0,25 \cdot 1,47 \cdot 1,1}{5} \times 2282.249 = 184.519 \times 0,8 = 147.61 \times 10 = 1476.156 \text{KN}$$

$$V_{y(MMS)} = \frac{0,25 \cdot 1,58 \cdot 1,1}{5} \times 2282.249 = 198.32 \times 0,8 = 158.65 \times 10 = 1586.56$$

$V_{ETABS}$  est tiré d'ETABS

display → show table → modal information → building modal information

→ table: Reponse spectrum Base Reactions



## Chapitre IV : Modélisation et vérification

On lit la valeur  $F_1$  qui correspond à  $V_x$  et la valeur  $F_2$  qui correspond à  $V_y$  dans la dernière case «ALL»

$$V_x = 1840.32 \text{ KN}$$

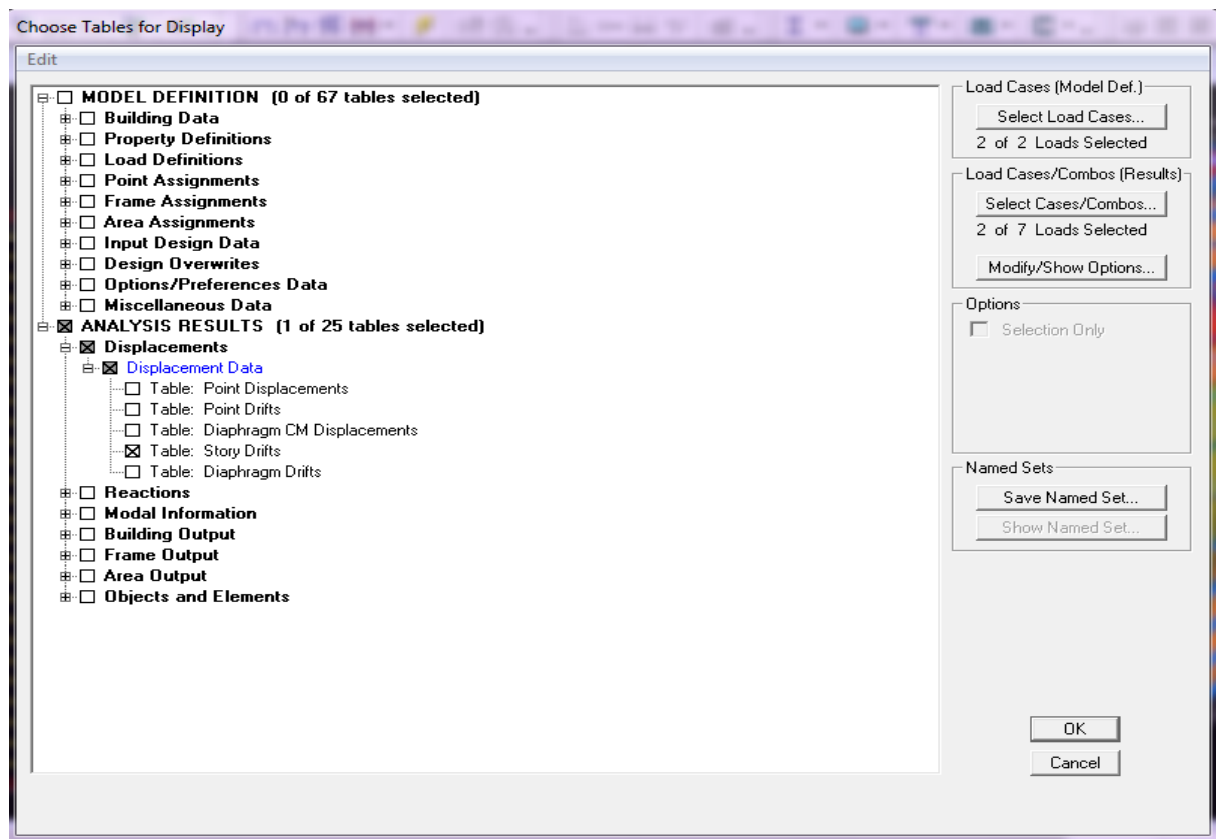
$$V_y = 1833.16 \text{ KN}$$

$$V_{x(MMS)} = 1476.156 < V_x = 1840.32 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifié}$$

$$V_{y(MMS)} = 1556.56 < V_y = 1833.16 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifié}$$

### 2) Déplacement inter étage :

display → show table → displacement → displacement data → story drifts



- On doit vérifier que les déplacements inter étages ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage [RPA 2003/Art 5.10].

$$\Delta_x \times R \leq 1\% h$$

Avec :

$\Delta_x$  correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x (idem dans le sens y)

## Chapitre IV : Modélisation et vérification

$R$  : coefficient de comportement global de la structure  **$R=5$**

$\Delta_x$ etage	$\Delta_x$	$\Delta_y$	$\Delta_x \times R$	$\Delta_y \times R$	1%	observation
Grenier2	0.000309	0.000276	0.00154	0.00138	0.01	C-V
Grenier1	0.001054	0.000647	0.00527	0.003235	0.01	C-V
Etage6	0.000906	0.000781	0.00453	0.003905	0.01	C-V
Etage5	0.000905	0.000766	0.004525	0.00383	0.01	C-V
Etage4	0.000887	0.000942	0.004435	0.00471	0.01	C-V
Etage3	0.000834	0.000960	0.00417	0.0048	0.01	C-V
Etage2	0.000739	0.000905	0.003695	0.004552	0.01	C-V
Etage1	0.000605	0.000787	0.003025	0.003935	0.01	C-V
RDC	0.000413	0.000564	0.002065	0.00282	0.01	C-V
S-S	0.000164	0.000236	0.00082	0.00118	0.01	C-V

### 3) Justification Vis A Vis De l'effet P- $\Delta$

L'effet de deuxième ordre (ou l'effet de P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

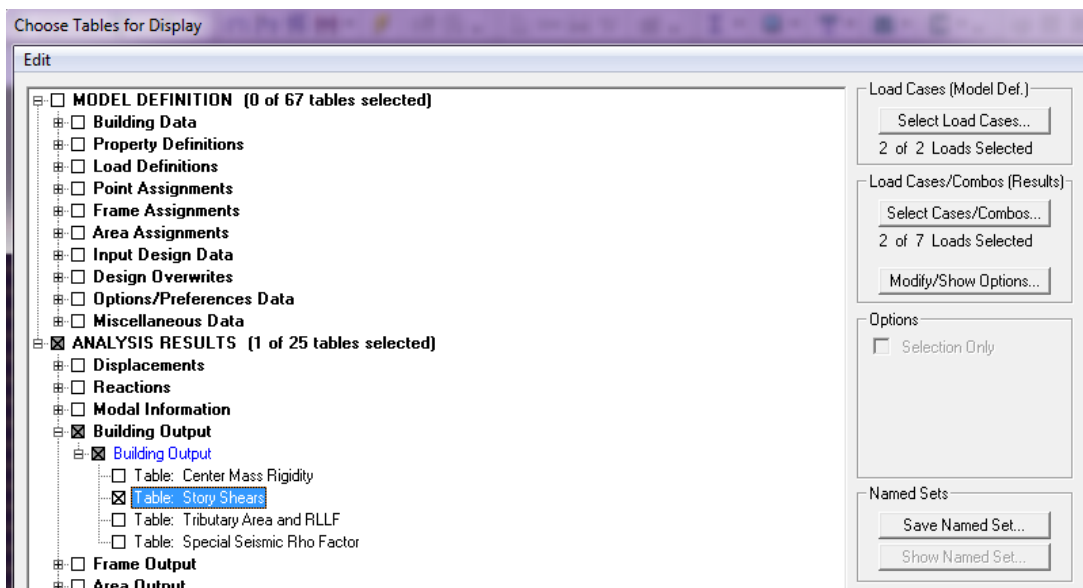
$$\theta = \frac{P_k \Delta k}{V_k \cdot h_k} < 0,10 \quad \text{RPA99 (art 5,9)}$$

Avec :

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » (déjà tiré d'etabs)

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau « k » on le tire d'ETABS

Display → show table → building Output → story shears





## Chapitre IV : Modélisation et vérification

$\Delta k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérons les combinaisons sismique (G+Q+E et 0.8G+E) (on la tiré précédemment)

$h_k$  : hauteur de l'étage « k »

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

➤ **Sens longitudinal**

Etages	$P_{Kcum}$	$\Delta_K(x)$	$V_K(x)$	$h_k$	$\theta$	condition	obs
Grenier2	22.954	0.00154	60.75	2.53	0.000229	$\leq 0.1$	C-V
Grenier1	176.237	0.00527	362.12	3.06	0.000838	$\leq 0.1$	C-V
Etage6	387.623	0.00453	664.90	3.06	0.000863	$\leq 0.1$	C-V
Etage5	655.876	0.004525	1001.11	3.06	0.000968	$\leq 0.1$	C-V
Etage4	927.678	0.004435	1246.16	3.06	0.00107	$\leq 0.1$	C-V
Etage3	1199.48	0.00417	1433.96	3.06	0.00113	$\leq 0.1$	C-V
Etage2	1474.935	0.003695	1588.37	3.06	0.00112	$\leq 0.1$	C-V
Etage1	1754.54	0.003025	1716.92	3.06	0.00101	$\leq 0.1$	C-V
RDC	2033.613	0.002065	1808.15	3.06	0.000758	$\leq 0.1$	C-V
S-S	2282.249	0.00082	1840.31	3.00	0.000338	$\leq 0.1$	C-V

➤ **Sens transversal**

Etages	$P_{Kcumulé}$	$\Delta_y$	$V_k(y)$	$h_k$	$\theta$	Condition	obs
Grenier2	22.954	0.00138	60.67	2.53	0.00020	$\leq 0.1$	C-V
Grenier1	176.237	0.00323	358.15	3.06	0.00052	$\leq 0.1$	C-V
Etage6	387.623	0.00390	640.25	3.06	0.00077	$\leq 0.1$	C-V
Etage5	655.876	0.00383	941.02	3.06	0.00087	$\leq 0.1$	C-V
Etagae4	927.678	0.00471	1202.11	3.06	0.00118	$\leq 0.1$	C-V
Etage3	1199.48	0.0048	1412.69	3.06	0.00133	$\leq 0.1$	C-V
Etage2	1474.935	0.00455	1577.75	3.06	0.00137	$\leq 0.1$	C-V
Etage1	1754.54	0.0039	1699.63	3.06	0.00132	$\leq 0.1$	C-V
RDC	2033.613	0.00282	1793.46	3.06	0.00101	$\leq 0.1$	C-V
S-S	2282.249	0.00118	1833.16	3.00	0.00048	$\leq 0.1$	C-V

On a  $\theta_i < 0,1$  pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P-D dans le calcul de éléments structuraux

## Chapitre IV : Modélisation et vérification

### 4) L'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme. l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante

$$v = \frac{N_d}{b_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

**n** : Effort normal réduit

**B<sub>c</sub>** : Section brute de l'élément.

**fc28** : Résistance caractéristique du béton

**N<sub>d</sub>** : Effort normal de compression max

**N<sub>d</sub>** est tiré d'ETABS ⇒ on sélectionne d'abord les poteaux →

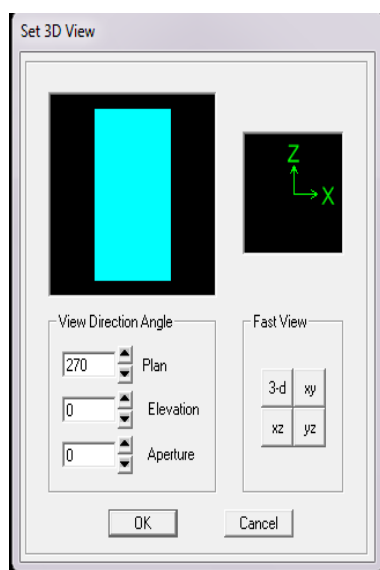
display → show table → frame output → frame force → table : column force puis on tire la valeur de p<sub>max</sub>

	élément	N <sub>d</sub>	B <sub>c</sub>	F <sub>c28</sub>	v	condition	observation
45*45	C11	1258. 8	0.2025	25000	0.24	≤ 0.30	C-V
40*40	C11	1188.67	0.16	25000	0.29	≤ 0.30	C-V
35*35	C11	634.6 9	0.1225	25000	0.20	≤ 0.30	C-V
30*30	C6	254.4 4	0.09	25000	0.11	≤ 0.30	C-V

### 5) JUSTIFICATION DU SYSTEME DE CONTREVENTEMENT :

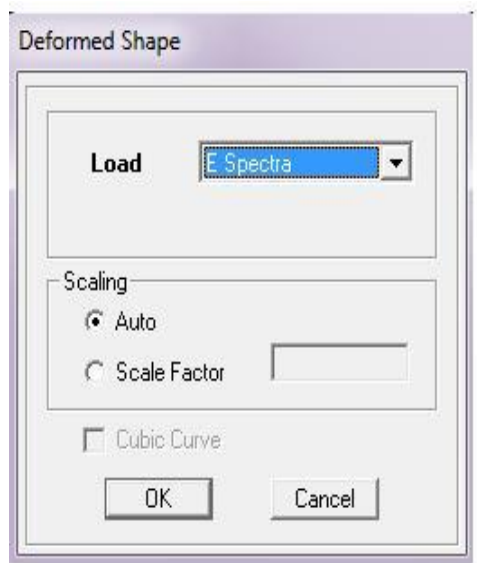
Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par 'ETABS

view → set3D view → cette fenêtre apparaît on met un angle 0 pour aperture

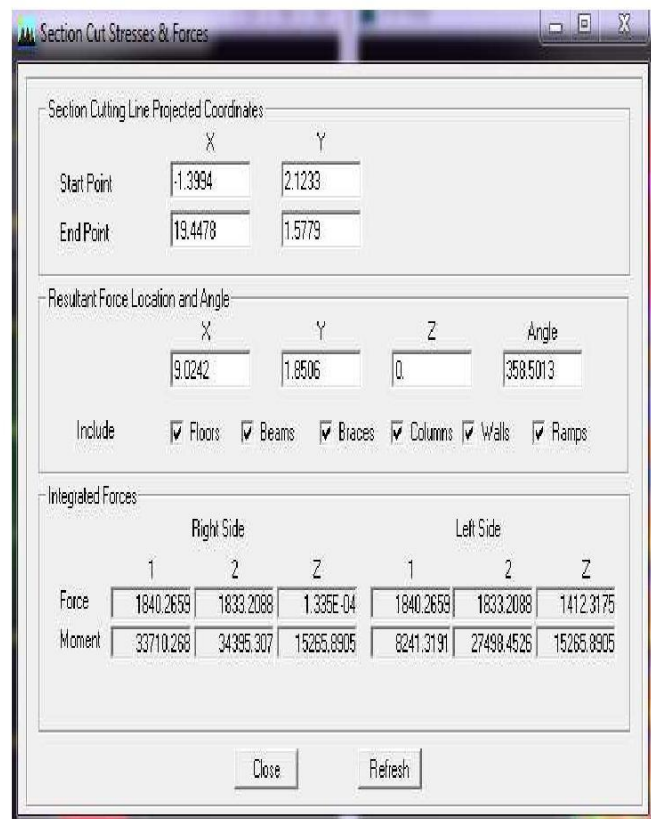
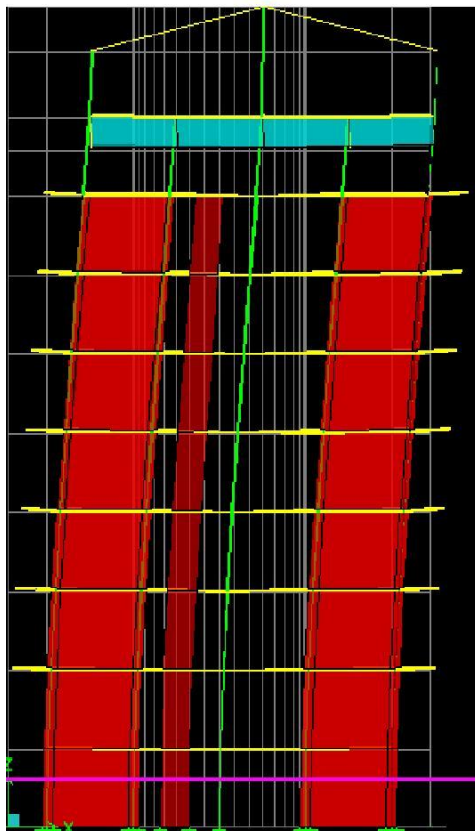


## Chapitre IV : Modélisation et vérification

display→show deformed shape → on choisi la combinaison E



**Draw→ section cut**



La somme des efforts repris p ar les voiles et les portique apparait (sens x-1- ;sens y-2-)

-On coche Wall pour avoir les efforts repris par les voiles –refreche - et columns pour avoir les efforts repris par les portiques

## Chapitre IV : Modélisation et vérification

### Chapitre IV : présentation du logiciel ETABS

Les valeurs obtenues pour les différents niveaux sont représenté dans le tableau suivant

➤ **Sens longitudinal :**

Etage	somme	Repris par voile	Repris par portique	Pourcentage voiles	Pourcentage portique
S-S	1840.32	1700.78	141.363	92.41	7.68
RDC	1808.25	1615.93	197.021	89.36	10.89
Etage01	1716.53	1431.93	290.11	83.42	16.50
Etage02	1588.11	1211.52	380.96	76.28	23.98
Etage03	1433.91	1133.77	302.25	79.11	21.09
Etage04	1245.84	911.86	339.51	73.19	27.25
Etage05	1001.03	650.96	366.406	65.022	36.60
Etage06	628.08	223.57	223.54	35.595	35.59
Grenier01	296.72	42.99	255.088	14.83	88.04

1840.32→100%

1700.78→x

$$x = \frac{1700.78 \times 100}{1840.32} = 92.41$$

\*Même chose pour les portiques

➤ **Sens transversal :**

Etage	somme	Repris par voile	Repris par portique	Pourcentage voiles%	Pourcentage portique%
S-S	1833.152	1599.044	236.127	87.22	12.88
RDC	1793.35	1481.21	316.27	82.59	17.63
Etage01	1700.02	1269.82	434.27	74.69	25.54
Etage02	1578.01	1059.15	524.629	67.11	33.25
Etage03	1412.73	1033.89	383.2	73.18	27.12
Etage04	1202.43	816.36	392.92	67.89	32.67
Etage05	941.106	579.03	373.29	61.52	39.66
Etage06	439.99	180.61	180.6	41.04	41.11
Grenier01	248.89	134.88	134.65	54.19	54.10

1833.152→100%

1599.044→x

$$x = \frac{1599.044 \times 100}{1833.152} = 87.22\%$$

**Conclusion** : étant donné que les sollicitations horizontales, type sismique ne sont pas repris en totalité par des voiles le bâtiment étudié sera classé dans le système de contreventement mixte portique-voile avec interaction.



### **VI-1-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 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 extérieures.

#### ➤ **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 utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

### VI-2- Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur l'étude de sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Une étude préalable du sol a donné la valeur de 1.5bars comme contrainte admissible du sol .

### VI-3-choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivantes :

- La nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.

### Pré-dimensionnement des semelles :

#### VI-3-1) Semelles isolées :

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal » $N_{ser}$  » qui est obtenue à la base de tous les poteaux de sous-sol.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions:

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \text{ ( poteau carré).}$$

$$\text{D'où : } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

Exemple de calcul :

$$N_{ser}=1154.13\text{KN} \quad , \quad \overline{\sigma_{sol}}=150\text{KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1154.13}{150}} \Rightarrow B \geq 2.77\text{m}$$

On prend  $B = 2.77\text{m}$ .

**Remarque :** Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.



### VI-3-2) Semelles filantes :

#### VI-3-2-1) pré-dimensionnement des semelles filantes :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_{ser}}{s} = \frac{G+Q}{BL} \Rightarrow B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol} L}$$

$\sigma_{sol}$  : capacité portante du sol (  $\sigma_{sol}=150\text{KN/m}^2$  )

B : largeur de la semelle .

G et Q : charge et surcharge à la base du voile.

L : longueur de la semelle sous voile.

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci-dessous :

Voile	N ( KN)	L (m)	B (m)	S= B.L (m <sup>2</sup> )
VL1	1145.40	3.65	2.09	7.63
VL2	1149.18	3.65	2.09	6.73
VL3	552.19	3.95	0.93	3.67
VL4	608.14	3.95	1.02	4.02
VL5	612.09	3.95	1.03	4.06
VL6	552.04	3.95	0.93	3.97
VLx	166.85	1.20	0.92	1.10
VLy <sub>1</sub>	166.85	1.40	0.79	1.10
VLy <sub>2</sub>	164.22	1.40	0.78	1.09
Somme				<b>33.07</b>

**Tableau VI-1 : surface des semelles sous voiles**

La surface totale des semelles filantes sous voiles est : **S<sub>v</sub> = 33.07m<sup>2</sup>**.

#### VI-3-2-2) pré-dimensionnement des semelles filantes :

##### 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 :  $e = \frac{\sum N_i X_{ei} + \sum M_i}{R}$

-Détermination de la distribution ( par mètre linéaire ) des sollicitations de la semelle :

$e < \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition triangulaire.

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6Xe}{L}\right); \quad q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6Xe}{L}\right); \quad q(L/4) = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3Xe}{L}\right)$$

-Détermination de largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{\text{sol}}}$$

### c) **Application:** exemple de calcul (sens y file E)

Poteaux	$N_s$	$e_i$	$N_s \times e_i$	$M_i$
C9	829.92	-5.625	-4668.30	-0.443
C14	1054.80	-2.425	-2557.89	-7.547
C20	1125.86	2.425	2730.21	7.694
C26	885.45	5.625	4980.65	0.974
somme	<b>3896.03</b>	/	<b>484.67</b>	<b>0.678</b>

**Tableaux VI-2 : surface des semelles sous poteaux**

$L=11.25\text{m}$  ( la longueur de la file choisit )

$$e = \frac{\sum N_i X_{ei} + \sum M_i}{R} = \frac{484.67 + 0.678}{3896.03} = 0.12\text{m}$$

$$e = 0.12\text{m} < \frac{L}{6} = \frac{11.25}{6} = 1.875\text{m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6Xe}{L}\right) \Rightarrow q_{\min} = \frac{3896.03}{11.25} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.12}{11.25}\right) = 324.15\text{KN/m}$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6Xe}{L}\right) \Rightarrow q_{\max} = \frac{3896.03}{11.25} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.12}{11.25}\right) = 368.47\text{KN/m}$$

$$q(L/4) = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3Xe}{L}\right) \Rightarrow q(L/4) = \frac{3896.03}{11.25} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.12}{11.25}\right) = 357.39\text{KN/m}$$

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow B \geq \frac{357.39}{150} = 2.38\text{m}$$

On prend **B= 2.40m**

$$S_{\text{file E}} = (2.80 \times 11.25) = 27 \text{m}^2.$$

La surface totale sous poteaux est :

$$S_{\text{sous poteaux}} = (3.2 \times 2.4) + 27 + (4 \times 3.2 + 4.85) \times 2.4 + (2 \times 3.2 + 4.85) \times 2.4 = 173.16 \text{m}^2.$$

$$S_{\text{totale}} = S_{\text{sous voiles}} + S_{\text{sous poteaux}} = 33.07 + 173.16 \Rightarrow S_{\text{totale}} = 206.23 \text{m}^2.$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{\text{totale}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{206.23}{261.54} = 0.788$$

$$S_{\text{totale}} > 50\% S_{\text{batiment}}$$

La surface totale des semelles représente **80 %** de la surface du bâtiment.

### **Conclusion :**

Le pré dimensionnement des semelles filantes nous donne des grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles.

Puisque les semelles occupent plus de 50 % de la surface totale du bâtiment , on opte pour un radier nervuré comme fondation de notre bâtiment.

### **VI-3-3) Etude du radier :**

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée de son poids propre.

Le radier présente les avantages suivants :

- Une grande rigidité en son plan horizontal.
- Une bonne répartition des charges sur le sol de la fondation.
- Evite les tassements différentiels importants.
- Facilité de coffrage et de mise en œuvre du béton.
- Rapidité d'exécution.

#### **VI-3-3-1)Pré-dimensionnement du radier :**

##### **a) Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit être au minimum de 25 cm ( $h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$ ).

### b) Selon la condition forfaitaire :

- **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{4.85}{20} = 24.25 \text{ cm}$$

$h_d$  : épaisseur du radier.

$L_{\max}$  : portée maximale.

On prend :  **$h_d = 30 \text{ cm}$**

- **La nervure :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur  $h_n$  égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{4.85}{10} = 0.485 \text{ m} = 48.5 \text{ cm}$$

On prend :  **$h_n = 50 \text{ cm}$**

### d) Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{ce qui conduit à : } h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E}} \left( \frac{2}{\pi} L_{\max} \right)^4$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique.

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface ( $K = 40 \text{ Mpa}$ ).

$L_{\max}$  : Distance maximale entre nus des nervures.

$I$  : l'inertie de la section du radier ( bande de 1m).

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$ .

De la condition précédente, nous tirons  $h_n$  :

$$H_n \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E}} \left( \frac{2}{\pi} L_{\max} \right)^4 = \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{10818.86}} \left( \frac{2 \times 4.85}{3.14} \right)^4 = 0.96 \text{ m}$$

On prend :  **$h_n = 100 \text{ cm}$** .

Largeur de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \Rightarrow 0,4 \times 100 \leq b_n \leq 0,7 \times 100 \Rightarrow 40 \leq b_n \leq 70$$

On prend  **$b_n = 55 \text{ cm}$** .

- **Dalle flottante:**

$$\frac{1}{50} \leq \frac{h_t}{L_{max}} \leq \frac{1}{40} \text{ (dalle sur 04 appuis).}$$

$$L_{max} = 485 \text{ cm}$$

$$\frac{485}{50} \leq h_t \leq \frac{485}{40} \Rightarrow 9.7 \text{ cm} \leq h_t \leq 12.12 \text{ cm}$$

on prend la hauteur de la dalle flottante égale à :  **$h_t = 10 \text{ cm}$** .

### **Conclusion :**

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

$h_n = 100 \text{ cm}$  (Hauteur des nervures suivant les deux sens).

$h_d = 30 \text{ cm}$  (Epaisseur de la dalle).

$b_n = 55 \text{ cm}$  (Largeur de la nervure).

$h_f = 10 \text{ cm}$  (Hauteur de la dalle flottante).

### **X-3-3-2) Détermination de la surface nécessaire du radier :**

On a :  $G_t = 21989.76 \text{ KN}$  (tiré à partir du logiciel Etabs).

$Q_t = 5825.67 \text{ KN}$  (tiré à partir du logiciel Etabs).

#### **➤ Combinaison d'actions :**

$$N_u = 1.35 G_t + 1.5 Q_t = 1.35 \times 21989.76 + 1.5 \times 5825.67 = 38424.681 \text{ KN.}$$

$$N_s = G_t + Q_t = 21989.76 + 5825.67 = 27815.43 \text{ KN.}$$

$$\text{A l'ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33 \sigma_{sol}} = \frac{38424.681}{1.33 \times 150} = 192.60 \text{ m}^2.$$

$$\text{A l'ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1.33 \sigma_{sol}} = \frac{27815.43}{1.33 \times 150} = 139.463 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{radier}} = \max (S_{\text{radier}}^{ELU} ; S_{\text{radier}}^{ELS}) = 192.60 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{batiment}} = 261.54 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 192.60 \text{ m}^2.$$

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on doit ajouter au radier un débord minimal de largeur ( $L_{\text{déb}}$ ), comme nous l'impose le BAEL 91

( $L_{\text{déb}}$ ) est calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max \left( \frac{h_n}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = \max \left( \frac{100}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = \max (50 ; 30 \text{ cm}) = 50 \text{ cm.}$$

Soit un débord de largeur  **$L_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$** .

### VI-3-3-3) Détermination de la surface du débord :

$$S_{\text{déb}} = 2((L_x \text{ batiment} + 2 \times L_{\text{déb}}) \times L_{\text{déb}}) + (L_y \text{ batiment} \times L_{\text{déb}}) \times 2$$

$$S_{\text{déb}} = 2((14.45 + 2 \times 0.5) \times 0.5) + (18.1 \times 0.5) \times 2 = 15.45 + 18.1 = \mathbf{33.55 \text{ m}^2}.$$

$$\text{Donc : la surface totale du radier : } S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 261.54 + 33.55 = \mathbf{295.09 \text{ m}^2}.$$

### VII-3-3-4) Détermination des efforts à la base du radier :

- **Charge permanente :**

$$G_{\text{batiment}} = \mathbf{21989.7 \text{ KN}}$$

$$G_{\text{radier}} = \text{poids de la dalle} + \text{poids des nervures} + \text{poids du remblai} + \text{poids de la dalle flottante.}$$

$$\text{Poids de la dalle} = S_{\text{radier}} \times h_{\text{dalle}} \times \text{poids volumique du béton}$$

$$\text{Poids de la dalle} = 295.09 \times 0.35 \times 25 = \mathbf{2582.04 \text{ KN}}.$$

$$\text{Poids des nervures} = \text{longueur des nervures} \times b_n \times (h_n - h_{\text{dalle}}) \times \text{poids volumique du béton.}$$

$$\text{Longueur des nervures} = (L_x \times n) + (L_y \times n) = (15.45 \times 5) + (18.1 \times 6) = 185.85 \text{ m}$$

$$\text{Poids des nervures} = 185.85 \times 0.55 \times (1 - 0.35) \times 25 = \mathbf{1661.03 \text{ KN}}.$$

$$\text{Poids du remblai} = (S_{\text{radier}} - S_{\text{nerv}}) \times (h_n - h_d) \times \text{poids volumique du remblai}$$

$$\text{Poids du remblai} = (295.09 - (185.85 \times 0.55)) \times (1 - 0.35) \times 17 = \mathbf{2131.24 \text{ KN}}.$$

$$\text{Poids de la dalle flottante} = (S_{\text{radier}} - S_{\text{nerv}}) \times e_p \times \rho_b$$

$$\text{Poids de la dalle flottante} = (295.09 - (185.85 \times 0.55)) \times 0.1 \times 25 = \mathbf{482.18 \text{ KN}}.$$

$$G_{\text{radier}} = 2582.04 + 1661.03 + 2131.24 + 482.18 = \mathbf{6856.49 \text{ KN}}.$$

$$G_{\text{total}} = G_{\text{batiment}} + G_{\text{radier}} + G_{\text{mur de stnm}} + G_{\text{ascenseur}}$$

$$G_{\text{total}} = 21989.76 + 6856.49 + 258.00 + 90.00 = \mathbf{29194.25 \text{ KN}}.$$

- **Charge d'exploitation :**

$$Q_{\text{batiment}} = \mathbf{5825.67 \text{ KN}}$$

$$Q_{\text{radier}} = 5 \times S_{\text{radier}} = 5 \times 295.09 = \mathbf{1475.45 \text{ KN}}.$$

$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{batiment}} + Q_{\text{radier}} = 5825.67 + 1475.45 = \mathbf{7301.12 \text{ KN}}.$$

➤ **Combinaison d'actions :**

$$G_{\text{total}} = 29194.25 \text{ KN} \quad \text{et} \quad Q_{\text{total}} = 7301.12 \text{ KN}$$

$$\text{ELU : } N_u = 1.35 \times 29194.25 + 1.5 \times 7301.12 = 50363.92 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } N_s = 29194.25 + 7301.12 = 36495.37 \text{ KN}$$

### VI-4) Vérification :

#### VI-4-1) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right\}$   
 $b=1m$ ;  $d=0.9h_d = 0.9 \times 0.35 = 0.315m$

$$T_u^{max} = q_u \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{radier}} \frac{L_{max}}{2} = \frac{50363.92 \times 1}{295.09} \times \frac{4.85}{2} = 413.88KN$$

$$\tau_u = \frac{413.88}{1 \times 0.315} = 1313.90KN/m^2 = 1.31MPa.$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right\} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4MPa \right\} = 2.5MPa.$$

$\tau_u = 1.31MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa \Rightarrow$  condition vérifiée.

#### VII-4-2) Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique :

$$P \geq \alpha \cdot S_{radier} \cdot \gamma_w \cdot Z$$

P : poids total à la base du radier.

Z : profondeur de l'infrastructure ( $Z = h_n = 1.00m$ ).

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 10KN/m^3$ ).

$\alpha$  : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement  $\alpha = 1.5$

$$P = G_{batiment} + G_{radier} + G_{ascenseur} = 21989.76 + 6721.72 + 90.00 = 28801.48KN.$$

$$P \geq \alpha \cdot S_{radier} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1.5 \times 295.09 \times 10 \times 1.00 = 4426.35KN.$$

$$P = 28801.48KN \geq \alpha \cdot S_{radier} \cdot \gamma_w \cdot Z = 4426.35KN \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc : Pas de risque de soulèvement de la structure.

#### VII-4-3) Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2 4 BAEL91)

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$Nu \leq \frac{0.045 \cdot h \cdot \mu_c \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

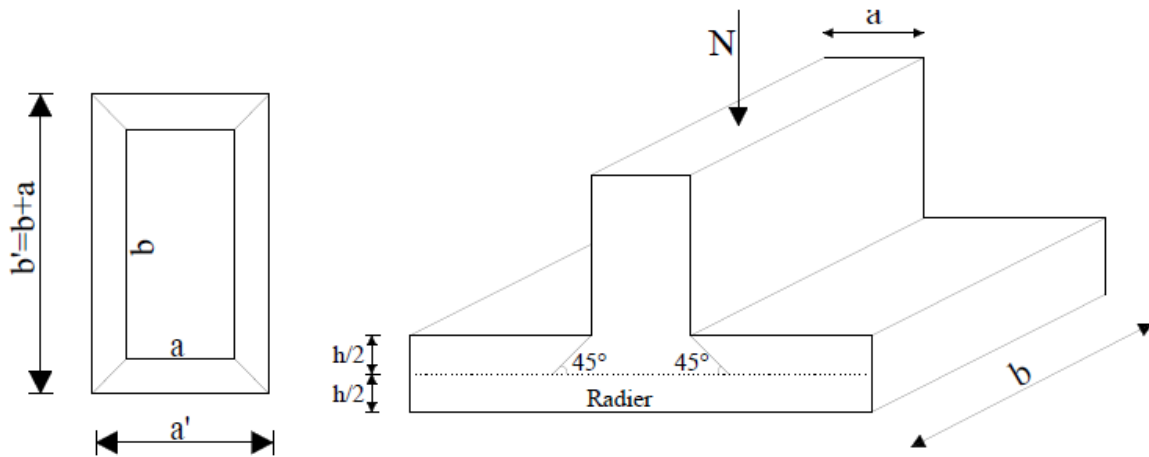
$N_u$  : Charge de poteau à l'ELU

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

h: Épaisseur totale du radier égale à 80cm.

a: Épaisseur du voile ou du poteau .

b : Largeur du poteau ou du voile ( une bonde de 1m).



**Figure. VI-1 : Périmètre utile des voiles et des poteaux**

❖ **Vérification pour les poteaux :**

$$\mu_c = 2 (a+b+2h) = 2 (0.45 + 0.45 + 2 \times 1) = 5.8\text{m.}$$

$$Nu = 1606.47\text{KN} \leq \frac{0.045 \times 1 \times 5.8 \times 25000}{1.5} = 4350\text{KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification pour les voiles :**

On considère une bonde de 1m du voile :  $e = 20\text{cm}$  ;  $b=1\text{m}$ .

$$\mu_c = 2 (a+b+2h) = 2 (0.2 + 1 + 2 \times 1) = 6.4\text{m.}$$

$$Nu = 3907.67\text{KN} \leq \frac{0.045 \times 1 \times 6.4 \times 25000}{1.5} = 4800\text{KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**VI-4-4) Vérification de la stabilité du radier :**

• **Calcul des caractéristiques géométriques du radier :**

**a) Centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \times x_i}{\sum S_i} = 7.725\text{m} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \times y_i}{\sum S_i} = 9.55\text{m}$$

Avec :

$S_i$  : Aire du panneau considéré.

$X_i, Y_i$  : centre de gravité du radier.

**b) Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{b h^3}{12} = \frac{15.45 \times 19.1^3}{12} = 8971.13\text{m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h b^3}{12} = \frac{19.1 \times 15.45^3}{12} = 5869.99\text{m}^4$$



## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

la stabilité du radier consiste à vérifier les 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.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

$M_0$  : Moment sismique à la base de la structure.

$T_0$  : Effort tranchant à la base de la structure.

$h$  : Profondeur de l'infrastructure (  $h= 1.00m$  ).

le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

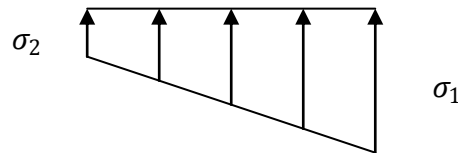


Figure VI-2 : Diagramme des contraintes du

sol

On doit vérifier que :

$$\text{Sismique : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\text{L'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\text{L'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = 150 \text{KN/m}^2 \quad ; \quad 1.33 \overline{\sigma_{sol}} = 199.5 \text{KN/m}^2$$

**Combinaison sismique :**

✓ Sens longitudinal : ( tire à partir du logiciel Etabs)

$$M_{0x} = 33841.301 \text{KN.m}$$

$$T_{0x} = 1837.15 \text{KN}$$

✓ Sens transversal : (tiré à partir du logiciel Etabs)

$$M_{0y} = 34491.998 \text{KN.m}$$

$$T_{0y} = 1836.38 \text{KN}$$

### ❖ Calcul des moments :

$$M_x = M_{0x} + T_{0x} \times h = 33841.301 + 1837.15 \times 1 = 33978.451 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{0y} + T_{0y} \times h = 34491.998 + 1836.38 \times 1 = 36328.37 \text{ KN.m}$$

### ➤ Sens longitudinal ( xx ) :

**sismique:**  $N_{\text{sismique}} = G_{\text{tot}} + 0.2Q_{\text{tot}} = 30654.47 \text{ KN}$  ;  $M_x = 33978.451 \text{ KN}$

$$\sigma_1 = \frac{N_{\text{sis}}}{S_{\text{radier}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{30654.47}{295.09} + \frac{33978.451}{5869.99} \times 7.725 = 148.59 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_{\text{sis}}}{S_{\text{radier}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{30654.47}{295.09} - \frac{33978.451}{5869.99} \times 7.725 = 59.16 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'ou : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 148.59 + 59.16}{4} = 126.232 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 199.5 \text{ KN/m}^2$$

=> condition vérifiée.

### L'ELU:

$$N_u = 1.35G_{\text{tot}} + 1.5Q_{\text{tot}} = 50363.92 \text{ KN}$$
 ;  $M_x = 10.707 \text{ KN}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{50363.92}{295.09} + \frac{10.707}{5869.99} \times 7.725 = 170.68 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{50363.92}{295.09} - \frac{10.707}{5869.99} \times 7.725 = 170.65 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'ou : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 170.68 + 170.65}{4} = 170.66 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 199.5 \text{ KN/m}^2$$

=> condition vérifiée.

**I'ELS:**  $N_s = 36495.37 \text{ KN}$  ;  $M_x = 7.694 \text{ KN}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{radier}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{36495.37}{295.09} + \frac{7.694}{5869.99} \times 7.725 = 123.68 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{radier}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{36495.37}{295.09} - \frac{7.694}{5869.99} \times 7.725 = 123.66 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'ou : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 123.68 + 123.66}{4} = 123.68 \text{ KN/m}^2 < \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 150 \text{ KN/m}^2$$

=> condition vérifiée.

➤ **Sens transversal( yy) :**

**sismique:**  $N_{sismique} = G_{tot} + 0.2Q_{tot} = 30654.47 \text{ KN}$  ;  $M_y = 36328.37 \text{ KN}$

$$\sigma_1 = \frac{N_{sis}}{S_{radier}} + \frac{M_y}{I_{yy}} X_G = \frac{30654.47}{295.09} + \frac{36328.37}{5869.99} \times 9.55 = 142.56 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_{sis}}{S_{radier}} - \frac{M_y}{I_{yy}} X_G = \frac{30654.47}{295.09} - \frac{36328.37}{5869.99} \times 9.55 = 65.21 \text{ KN/m}^2$$

$$D'ou : \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 142.56 + 65.21}{4} = 123.22 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \overline{\sigma_{sol}} = 199.5 \text{ KN/m}^2$$

=> condition vérifiée.

**I'ELU:**  $N_U = 50363.92 \text{ KN}$  ;  $M_y = 11.91 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{radier}} + \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{50363.92}{295.09} + \frac{11.91}{8971.13} \times 9.55 = 170.68 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{radier}} - \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{50363.92}{295.09} - \frac{11.91}{8971.13} \times 9.55 = 170.66 \text{ KN/m}^2$$

$$D'ou : \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 170.68 + 170.66}{4} = 170.67 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \overline{\sigma_{sol}} = 199.5 \text{ KN/m}^2$$

=> condition vérifiée.

**I'ELS:**  $N_s = 36495.37 \text{ KN}$  ;  $M_y = 11.91 \text{ KN}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{radier}} + \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{36495.37}{292.45} + \frac{11.91}{8971.13} \times 9.55 = 123.68 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{radier}} - \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{36495.37}{292.45} - \frac{11.91}{8971.13} \times 9.55 = 123.66 \text{ KN/m}^2$$

$$D'ou : \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 123.68 + 123.66}{4} = 123.67 \text{ KN/m}^2 < \overline{\sigma_{sol}} = 150 \text{ KN/m}^2$$

=> condition vérifiée.

$\sigma_m \text{ (ELU)} > \sigma_m \text{ (Sismique)}$

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	A L'ELU				A L'ELS				Obs
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m$ (KN/m <sup>2</sup> )	$1.33 \bar{\sigma}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}$ (KN/m <sup>2</sup> )	
X-X	170.68	170.66	170.67	199.5	123.68	123.66	123.68	150	CV
Y-Y	170.68	170.65	170.66	199.5	123.68	123.66	123.67	150	CV

**Tableau VI-3 :les contraintes dans le radier**

**Conclusion :** Toutes les conditions sont vérifiées, la stabilité du radier est vérifiée.

### X-5) Ferrailage du radier:

Pour le calcul du ferrailage, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91 révisé 99. Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Les contraintes prises en compte dans le calcul sont :

- A L'ELU :  $q_u = \sigma_m^{max} (ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 170.67 - \frac{6721.72}{295.09} = 147.90 \text{ KN/m}^2$ .
- A L'ELS :  $q_s = \sigma_m^{max} (ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 123.68 - \frac{6721.72}{295.09} = 100.90 \text{ KN/m}^2$ .

### X-5-1) Ferrailage du panneau de 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.

$$M_{0x} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{0y} = 0$$

### b) 2<sup>ème</sup> cas :

Si  $0.4 \leq \rho \leq 1$  le panneau de dalle travaille dans les deux sens.

- 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 :  $\rho = \frac{L_x}{L_y} \longrightarrow (L_x < L_y)$

### 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.

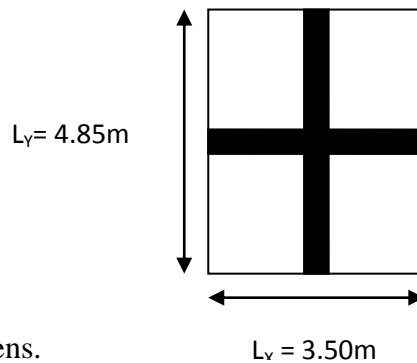
#### VI-5-1-1) Identification du panneau :

On choisit le panneau le plus défavorable.

$$L_x = 3.50\text{m} ; L_y = 4.85\text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.50}{4.85} = 0.72$$

$0.4 \leq \rho = 0.72 \leq 1$  la dalle travaille dans les deux sens.



#### VI-5-1-2) Calcul à l'ELU :

$$v = 0 ; q_u = 147.90\text{KN/ml.}$$

$$\rho = 0.72 \longrightarrow \mu_x = 0.0683 \text{ et } \mu_y = 0.436$$

#### VI-5-1-3) Calcul des moments $M_x$ et $M_y$ :

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0683 \times 147.90 \times (3.50)^2 \times 1\text{m} = 123.74\text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.436 \times 123.74 \times 1\text{m} = 53.95\text{KN.m}$$

### Remarque:

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

- Moment en travée :  $0.75 M_x$  ou  $0.75 M_y$
- Moment sur appuis :  $0.5 M_x$  ou  $0.5 M_y$

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assuré un encastrement Partiel :

- Moment en travée :  $0.85 M_x$  ou  $0.85 M_y$
- Moment sur appui de rive :  $0.3 M_x$  ou  $0.3 M_y$
- Moment sur appui intermédiaire :  $0.5 M_x$  ou  $0.5 M_y$

$$M_x = 123.74 \text{ KN.m et } M_y = 53.95 \text{ KN.m}$$

### ❖ Moment aux appuis :

- Appuis de rive :  
 $M_x^a = 0.3 M_x = 0.3 \times 123.74 = 37.122 \text{ KN.m}$   
 $M_y^a = 0.3 M_y = 0.3 \times 53.95 = 16.190 \text{ KN.m}$
- Appuis intermédiaire:  
 $M_x^a = 0.5 M_x = 0.5 \times 123.74 = 61.87 \text{ KN.m}$   
 $M_y^a = 0.5 M_y = 0.5 \times 53.95 = 26.97 \text{ KN.m}$

### ❖ Moment en travée :

$$M_x^a = 0.85 M_x = 0.85 \times 123.74 = 105.18 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.85 M_y = 0.85 \times 53.95 = 45.85 \text{ KN.m}$$

### VI-5-1-3) Ferrailage à L'ELU :

#### ✓ Ferrailage dans le sens x-x:

❖ Aux appuis : on choisit ( $M_{x \max}$ ) entre l'appui de rive et l'appui intermédiaire.

$$\mu_u = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{61.87 \times 10^6}{1000 \times (315)^2 \times 14.2} = 0.044 < 0.392 \rightarrow (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0.044 \rightarrow \beta_u = 0.978$$

$$A_x^a = \frac{M_x^a}{\beta_u x d x \sigma_{st}} = \frac{61.87 \times 10^6}{0.978 \times 315 \times 348} = 577 \text{ mm}^2 = 5.77 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Ferrailage adopté : 4HA14 = 6.15 cm<sup>2</sup>/ml. Avec un espacement de 25cm

### ❖ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{105.18 \times 10^6}{1000 \times (315)^2 \times 14.2} = 0.074 < 0.392 \rightarrow (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0.074 \rightarrow \beta_u = 0.962$$

$$A_x^a = \frac{M_x^t}{\beta_u \times d \times \sigma_{st}} = \frac{109.08 \times 10^6}{0.962 \times 315 \times 348} = 997 \text{ mm}^2 = 9.97 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Ferraillage adopté : 6HA16=12.06 cm<sup>2</sup>/ml. Avec un espacement de 20cm

✓ **Ferraillage dans le sens y-y:**

❖ **Aux appuis :** on choisit (**M<sub>x max</sub>**) entre l'appui de rive et l'appui intermédiaire.

$$\mu_u = \frac{M_y^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{26.97 \times 10^6}{1000 \times (315)^2 \times 14.2} = 0.020 < 0.392 \rightarrow (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0.020 \rightarrow \beta_u = 0.990$$

$$A_y^a = \frac{M_y^a}{\beta_u \times d \times \sigma_{st}} = \frac{26.97 \times 10^6}{0.990 \times 315 \times 348} = 248 \text{ mm}^2 = 2.48 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Ferraillage adopté : 4HA14= 6.15cm<sup>2</sup>/ml. Avec un espacement de 25cm

❖ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{45.85 \times 10^6}{1000 \times (315)^2 \times 14.2} = 0.032 < 0.392 \rightarrow (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0.032 \rightarrow \beta_u = 0.984$$

$$A_x^a = \frac{M_y^t}{\beta_u \times d \times \sigma_{st}} = \frac{45.85 \times 10^6}{0.984 \times 315 \times 348} = 425 \text{ mm}^2 = 4.25 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Ferraillage adopté : 4HA14 = 6.15cm<sup>2</sup>/ml. Avec un espacement de 25 cm

• **Sections minimales (Article A.7.4 BAEL 91) :**

❖ **Sens de la petite portée L<sub>x</sub> :**

$$w_x = \frac{A_x}{bh} \geq w_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) \Rightarrow A_x \geq w_0 \left( \frac{3-\rho}{2} \right) bh$$

Avec :

h : la hauteur de la dalle ( h<sub>d</sub> = 35cm).

w<sub>0</sub> : Taux de pourcentage d'acier minimal réglementaire (w<sub>0</sub>=0.0008 pour HA Fe E400).

$w_x$ : Taux de pourcentage d'acier égal au rapport de la section d'armatures minimale (d'une direction donnée) à la section totale du béton.

$$A_x^{min} \geq 0.0008 \left( \frac{3-0.72}{2} \right) 100 \times 35 = 3.22 \text{ cm}^2.$$

**Aux appuis :**  $A_x^a = 6.15 \text{ cm}^2 > A_x^{min} = 3.22 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée.

**En travée :**  $A_x^a = 12.06 \text{ cm}^2 > A_x^{min} = 3.22 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée.

❖ **Sens de la grande portée  $L_y$  :**

$$w_y = \frac{A_y}{bh} \geq w_0 \Rightarrow A_y \geq w_0 bh$$

$$A_y \geq 0.0008 \times 100 \times 35 = 2.80 \text{ cm}^2.$$

**Aux appuis :**  $A_x^a = 6.15 \text{ cm}^2 > A_x^{min} = 2.80 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée.

**En travée :**  $A_x^a = 6.15 \text{ cm}^2 > A_x^{min} = 2.80 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée.

• **Espacement des armatures ( Art A.8.42 BAEL91) :**

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

-Sens x-x :

$$S_t \leq \min ( 3h_d ; 33 \text{ cm} ) = \min ( 3 \times 35 \text{ cm} ; 33 \text{ cm} ) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}.$$

-Sens y-y :

$$S_t \leq \min ( 4h_d ; 45 \text{ cm} ) = \min ( 4 \times 35 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} ) \Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm}.$$

### VII-6) Calcul à L'ELS :

$$v = 0.2 \quad ; \quad q_s = 100.90 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = 0.72 \rightarrow \mu_x = 0.0743 \text{ et } \mu_y = 0.585$$

#### VII-6-1) Calcul des moments $M_x$ et $M_y$ :

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.0743 \times 100.90 \times (3.50)^2 = 91.84 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.585 \times 91.84 = 53.72 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment aux appuis :**

• **Appuis de rive :**

$$M_x^a = 0.3 M_x = 0.3 \times 91.84 = 27.55 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.3 M_y = 0.3 \times 53.72 = 16.12 \text{ KN.m}$$



- **Appuis intermédiaire:**

$$M_x^a = 0.5 M_x = 0.5 \times 91.84 = 45.92 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.5 M_y = 0.5 \times 53.72 = 26.86 \text{ KN.m}$$

- ❖ **Moment en travée :**

$$M_x^a = 0.85 M_x = 0.85 \times 91.84 = 78.06 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.85 M_y = 0.85 \times 53.72 = 45.66 \text{ KN.m}$$

### VI-6-1) Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité est vérifiée :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28}$$

Tel que :  $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ .

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{d x \beta_{1x} A_s} \quad \text{et} \quad \rho = \frac{100 x A_s}{b x d}$$

Sens	Zone	M <sub>s</sub> (KN.m)	A <sub>ELU</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ	K <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)
x-x	Appuis	45.92	6.15	0.195	54.93	0.9285	255.29	4.65	15 CV
	Travée	78.06	12.06	0.382	37.36	0.9045	227.18	6.08	
y-y	Appuis	26.86	6.15	0.195	54.93	0.9285	149.32	2.71	
	Travée	45.66	6.15	0.195	54.93	0.9285	253.84	4.62	

**Tableaux VI-3 : contrainte dans le béton**

### VI-7) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.

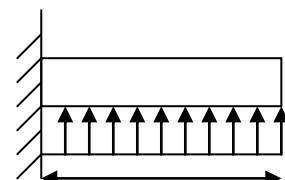
Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

- **Sollicitation de calcul :**

- **A L'ELU :**

$$P_u = q_u \times 1 \text{ m} = 147.90 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{P_u l^2}{2} = \frac{147.90 \times (0.5)^2}{2} = 18.48 \text{ KN.m}$$



$L_{\text{deb}} = 50 \text{ cm}$

Schéma statique du débord

- **A L'ELS :**

$$P_s = q_s \times 1\text{m} = 100.90\text{KN/ml}$$

$$M_u = \frac{P_s l^2}{2} = \frac{100.90 \times (0.5)^2}{2} = 12.61\text{KN.m}$$

### VI-7-1) Calcul des armatures :

$$b = 1\text{m} ; d = 31.5\text{cm} ; f_{bc} = 14.2\text{MPa} ; \sigma_s = 348\text{MPa}.$$

- **Armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{18.48 \times 10^6}{1000 \times (315)^2 \times 14.2} = 0.014 < 0.392 \rightarrow \text{section simplement armée}$$

$$\mu_u = 0.014 \rightarrow \beta_u = 0.993$$

$$A_x^a = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{18.48 \times 10^6}{0.993 \times 315 \times 348} = 169\text{mm}^2 = 1.69\text{cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{Soit : } A_x^a = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4.52\text{cm}^2/\text{ml} \text{ avec un espacement : } St = 25\text{ cm}.$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_x}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13\text{cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_r = 2\text{HA}12 = 2.26\text{cm}^2/\text{ml} \text{ avec un espacement : } St = 20\text{cm}.$$

### VI-7-2) Vérification à l'ELU :

**La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 31.5 \times 2.1}{400} = 3.80\text{cm}^2.$$

$$A_x^a = 4.52\text{cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 3.80\text{cm}^2.$$

**Conclusion :**

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord.

$$A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}} \rightarrow \text{Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier}$$

(le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

### VI-8) Ferrailage de la nervure :

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastrees à leurs extrémités.

Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties, on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire, qui donnerait le même moment (largeur  $l_m$ ) et le même effort tranchant (largeur  $l_t$ ) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

#### VI-8-1) Calcul des charges revenant aux nervures :

##### a) Calcul du chargement simplifié pour l'effort tranchant :

$$\text{Charge triangulaire : } l_t = 0.25l_x \longrightarrow q_{um} = l_t \times 2 \times q_u$$

$$\text{Charge trapézoïdale : } l_t = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right) \longrightarrow q_{um} = l_t \times 2 \times q_u$$

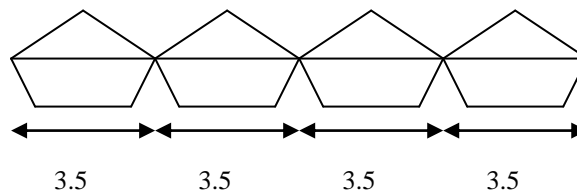
##### b) Calcul du chargement simplifié pour le moment fléchissant :

$$\text{Charge triangulaire : } l_m = 0.333l_x \longrightarrow q_{um} = l_t \times 2 \times q_u$$

$$\text{Charge trapézoïdale : } l_m = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) \longrightarrow q_{um} = l_t \times 2 \times q_u$$

##### ✓ Pour le sens longitudinal (x-x) :

File 3 et 4 :



**Tableau VI-4 : répartition des charges**

##### ▪ Pour la charge trapézoïdale :

$$\text{On a : } \rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.2}{3.5} = 0.91$$

$$l_m = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) = 3.5 \left( 0.5 - \frac{0.91^2}{6} \right) = 1.266\text{m.}$$

$$l_t = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right) = 3.5 \left( 0.5 - \frac{0.91}{4} \right) = 0.954\text{m.}$$

$$\begin{cases} q_{um1} = l_m \times q_u = 1.266 \times 147.90 = 187.24\text{KN/ml.} \\ q_{sm1} = l_m \times q_s = 1.266 \times 100.90 = 127.73\text{KN/ml.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_{ut1} = l_t \times q_u = 0.954 \times 147.90 = 141.09 \text{ KN/ml.} \\ q_{st1} = l_t \times q_s = 0.954 \times 100.90 = 96.26 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

▪ **Pour la charge triangulaire :**

$$l_m = 0.333 l_x = 0.333 \times 3.5 = 1.165 \text{ m.}$$

$$l_t = 0.25 l_x = 0.25 \times 3.5 = 0.875 \text{ m.}$$

$$\begin{cases} q_{um2} = l_m \times q_u = 1.165 \times 147.90 = 172.30 \text{ KN/ml.} \\ q_{sm2} = l_m \times q_s = 1.165 \times 100.90 = 117.55 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_{ut2} = l_t \times q_u = 0.875 \times 147.90 = 129.41 \text{ KN/ml.} \\ q_{st2} = l_t \times q_s = 0.875 \times 100.90 = 88.28 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

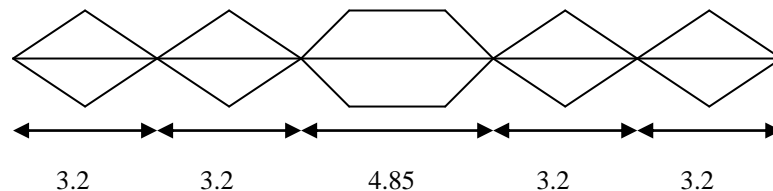
**La charge totale pour les files 3 et 4:**

$$\begin{cases} q_{um \text{ tot}} = q_{um1} + q_{um2} = 187.24 + 172.30 = 359.54 \text{ KN/ml.} \\ q_{sm \text{ tot}} = q_{sm1} + q_{sm2} = 127.73 + 117.55 = 245.28 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_{ut \text{ tot}} = q_{ut1} + q_{ut2} = 129.41 + 141.09 = 270.50 \text{ KN/ml.} \\ q_{st \text{ tot}} = q_{st1} + q_{st2} = 96.26 + 88.26 = 184.54 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

✓ **Pour le sens transversal (y-y) :**

**File C :**



**Figure VI-5 : répartition des charges**

▪ **Pour la charge trapézoïdale :**

$$\text{On a : } \rho_x = \frac{lx}{ly} = \frac{3.5}{4.85} = 0.70$$

$$l_m = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) = 4.85 \left( 0.5 - \frac{0.70^2}{6} \right) = 2.028 \text{ m.}$$

$$l_t = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right) = 4.85 \left( 0.5 - \frac{0.70}{4} \right) = 1.576 \text{ m.}$$

$$\begin{cases} q_{um1} = l_m \times q_u \times 2 = 2.028 \times 147.90 \times 2 = 598.88 \text{ KN/ml.} \\ q_{sm1} = l_m \times q_s \times 2 = 2.028 \times 100.90 \times 2 = 409.25 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_{ut1} = l_t \times q_u \times 2 = 1.576 \times 147.90 \times 2 = 466.18 \text{ KN/ml.} \\ q_{st1} = l_t \times q_s \times 2 = 1.576 \times 100.90 \times 2 = 318.04 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

▪ **Pour la charge triangulaire :**

$$l_m = 0.333 l_x = 0.333 \times 3.2 = 1.065 \text{ m.}$$

$$l_t = 0.25 l_x = 0.25 \times 3.2 = 0.80 \text{ m.}$$

$$\begin{cases} q_{um2} = l_m \times q_u \times 2 = 1.065 \times 147.90 \times 2 = 315.03 \text{ KN/ml.} \\ q_{sm2} = l_m \times q_s \times 2 = 1.065 \times 100.90 \times 2 = 214.91 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_{ut2} = l_t \times q_u \times 2 = 0.80 \times 147.90 \times 2 = 236.64 \text{ KN/ml.} \\ q_{st2} = l_t \times q_s \times 2 = 0.80 \times 100.90 \times 2 = 161.44 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

### VII-8-2) Evaluation des moments et des efforts tranchants à l'ELU et l'ELS:

Les diagrammes des moments et des efforts tranchants sont tirés à partir du logiciel ETABS.

#### VII-8-2-1) Sens longitudinal (x-x) :

✓ ELU :

Chargement simplifié pour les moments fléchissant :

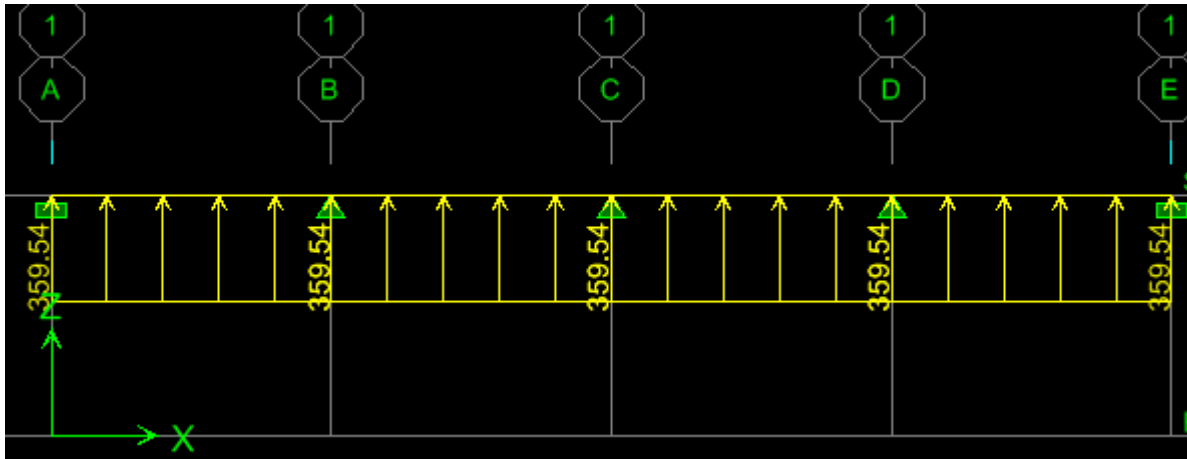
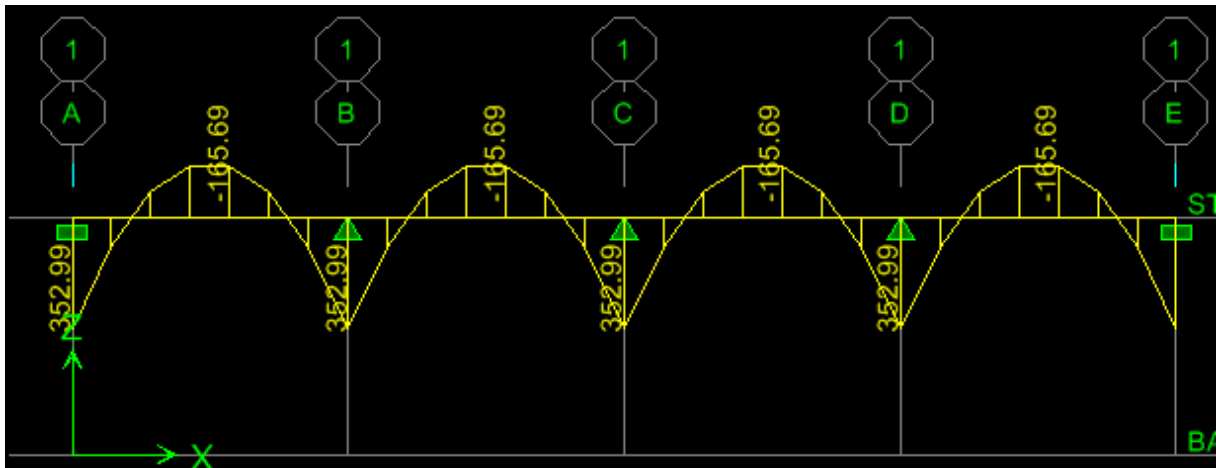


Diagramme des moments fléchissant :



## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Chargement simplifié pour les efforts tranchants :

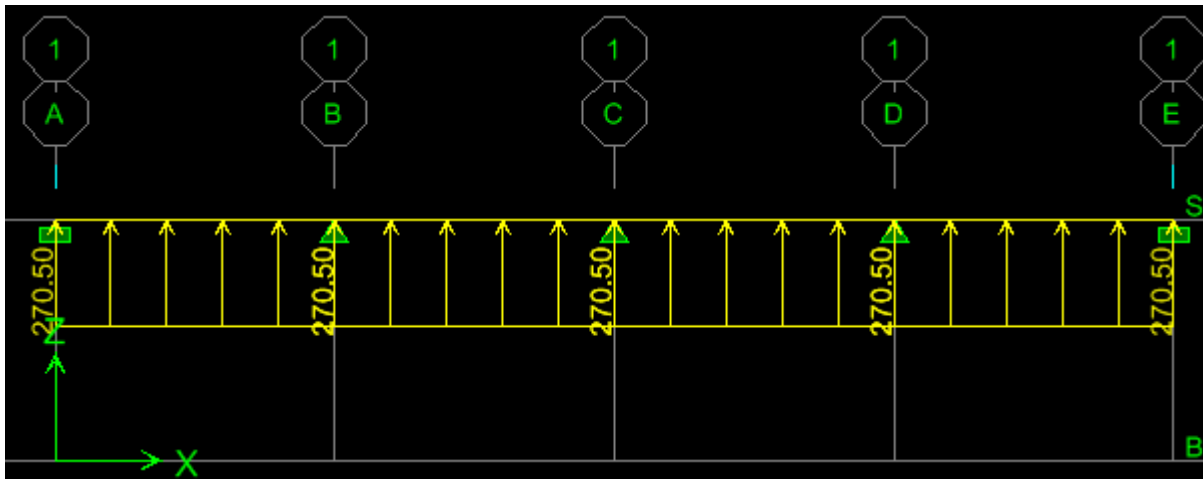
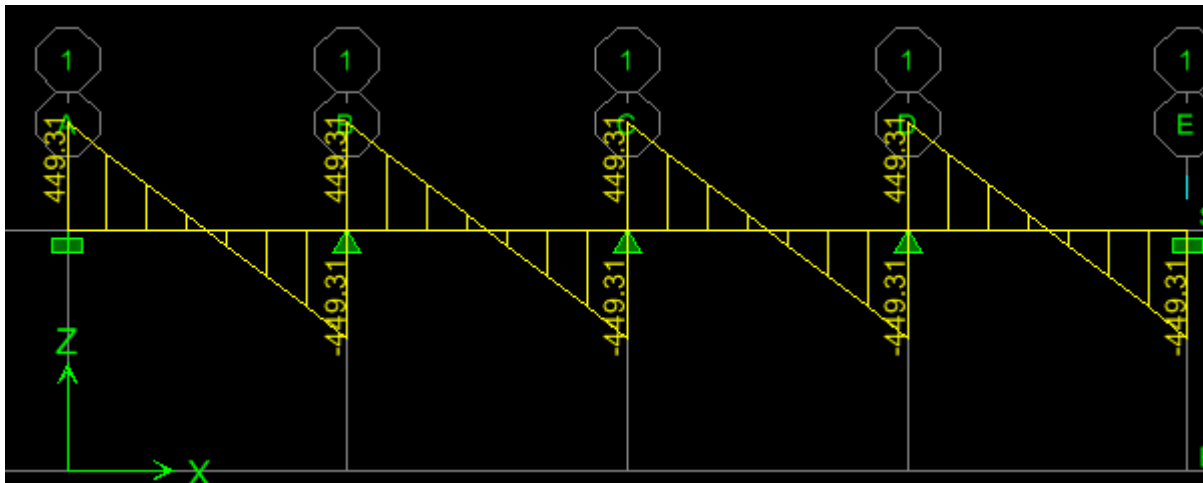


Diagramme des efforts tranchants :



✓ **ELS :**

Chargement simplifié pour les moments fléchissant :

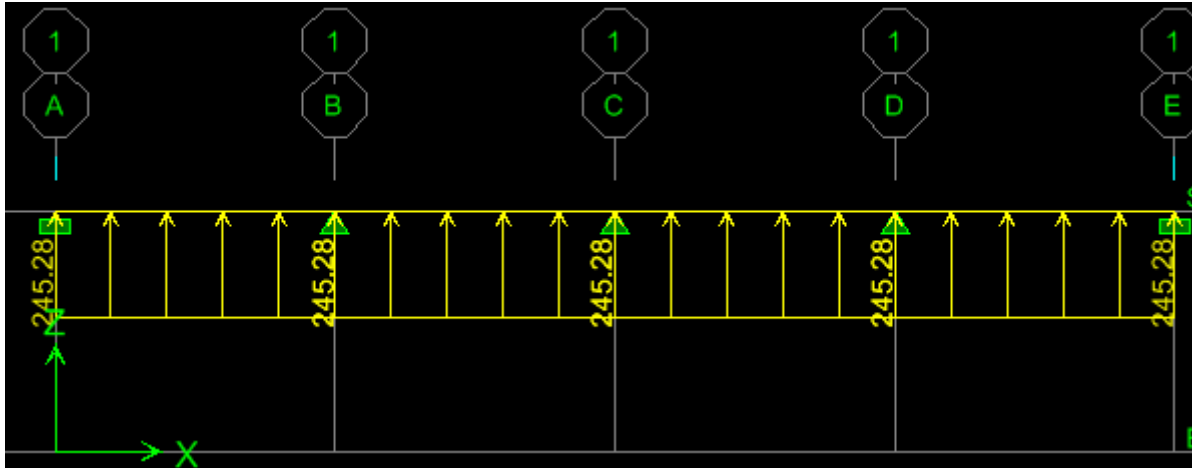
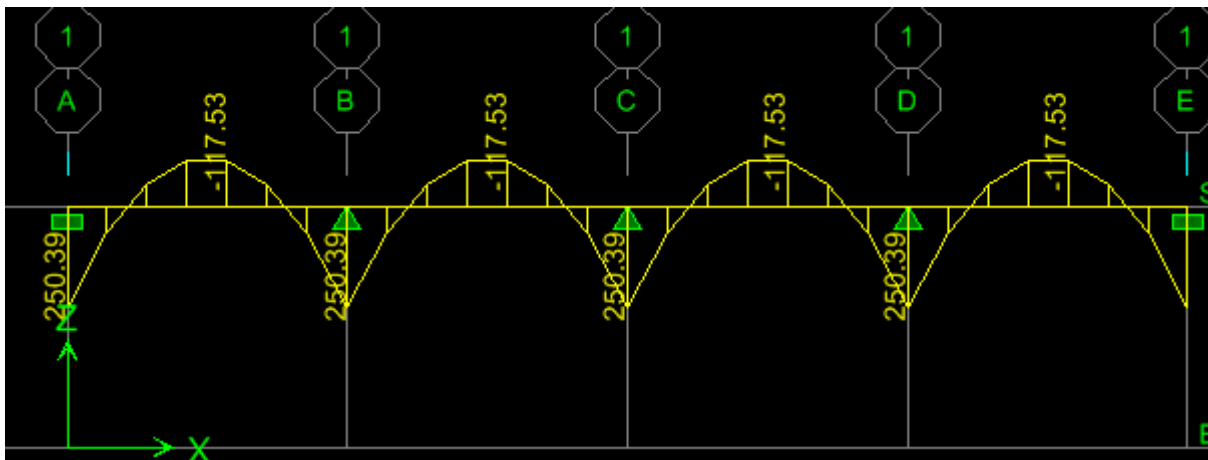


Diagramme des moments fléchissant :



**VI-8-2-1-1) Calcul des armatures : (sens longitudinal x-x)**

$$M_{tu}^{max} = -165.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{au}^{max} = 352.99 \text{ KN.m}$$

$$b = 55 \text{ cm} ; h = 100 \text{ cm} ; d = (100 - 3) = 97 \text{ cm} ; f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}.$$



➤ **Aux appuis:**

$$M_{au} = 352.99 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{352.99 \times 10^6}{550 \times (970)^2 \times 14.2} = 0.048 < 0.392 \rightarrow (\text{SSA})$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.048 \rightarrow \beta_u = 0.975$$

$$A_u^a = \frac{M_{au}}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{352.99 \times 10^6}{0.975 \times 970 \times 348} = 1072 \text{ mm}^2 = 10.72 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{Soit : } A_u^a = 6\text{HA16/ml} = 12.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **En travée:**

$$M_{tu} = 165.69 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{165.69 \times 10^6}{550 \times (970)^2 \times 14.2} = 0.022 < 0.392 \rightarrow (\text{SSA})$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.022 \rightarrow \beta_u = 0.989$$

$$A_u^t = \frac{M_t}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{165.69 \times 10^6}{0.989 \times 970 \times 348} = 496 \text{ mm}^2 = 4.96 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{Soit : } A_u^t = 6\text{HA16/ml} = 12.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

### VI-8-2-1-2) Tableau récapitulatif du ferrailage des nervures dans le sens longitudinal :

Le ferrailage se fera avec les moments Max aux appuis et en travées :

file		M <sub>umax</sub> (KN.m)	T <sub>umax</sub> (KN)	$\mu$	obs	$\beta$	A <sub>u</sub>	Choix des barres	A <sub>adaptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
3et4	appui	352.99	449.31	0.048	SSA	0.975	10.72	6HA16	12.06
	travée	165.69		0.022	SSA	0.989	4.96	6HA16	12.06

**Tableaux VI-4 : ferrailage des nervures**

### VI-8-2-2) Sens transversal (y-y) :

✓ ELU :

Chargement simplifié pour les moments fléchissant :

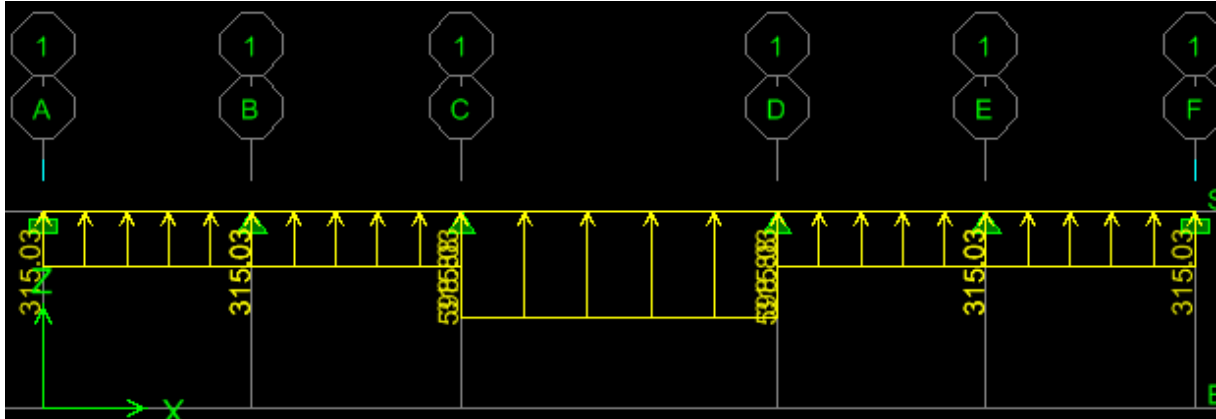
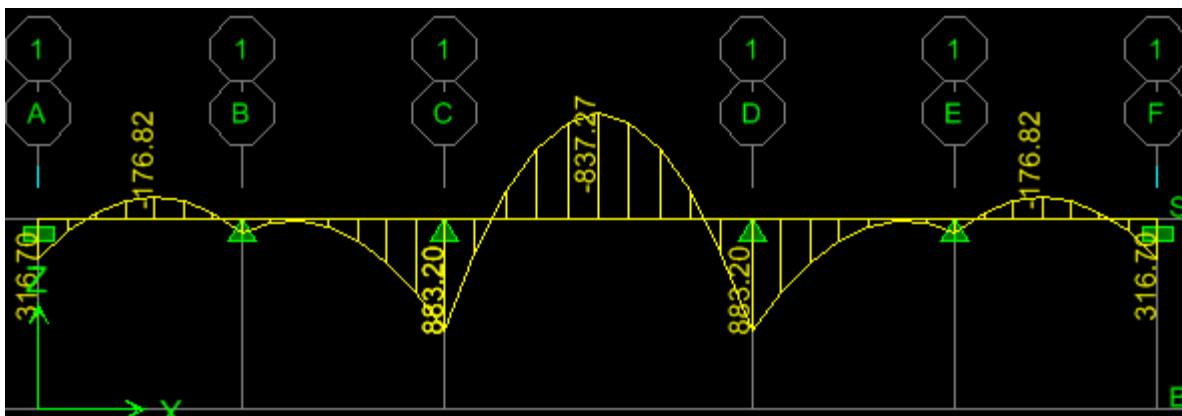


Diagramme des moments fléchissant :



## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Chargement simplifié pour les efforts tranchants :

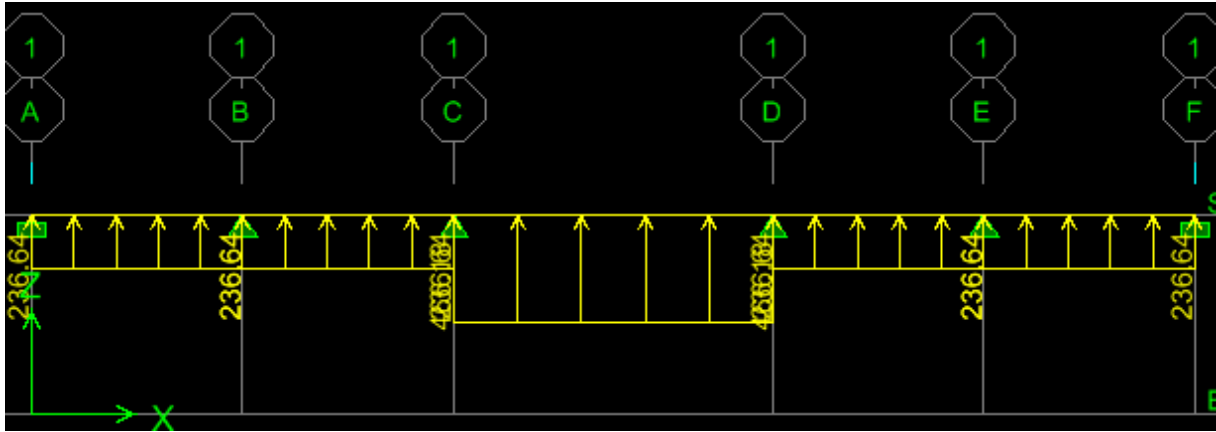
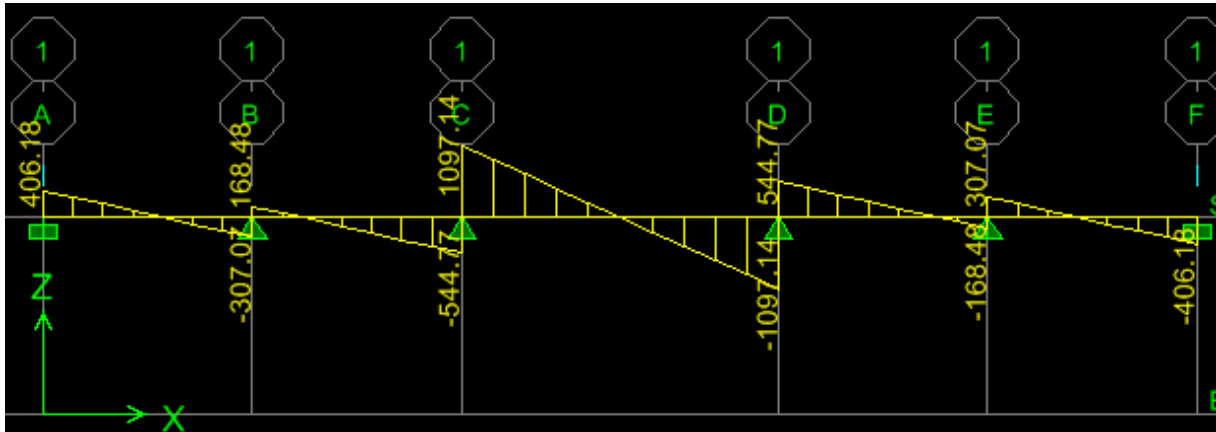


Diagramme des efforts tranchants :



✓ **ELS :**

Chargement simplifié pour les moments fléchissant :

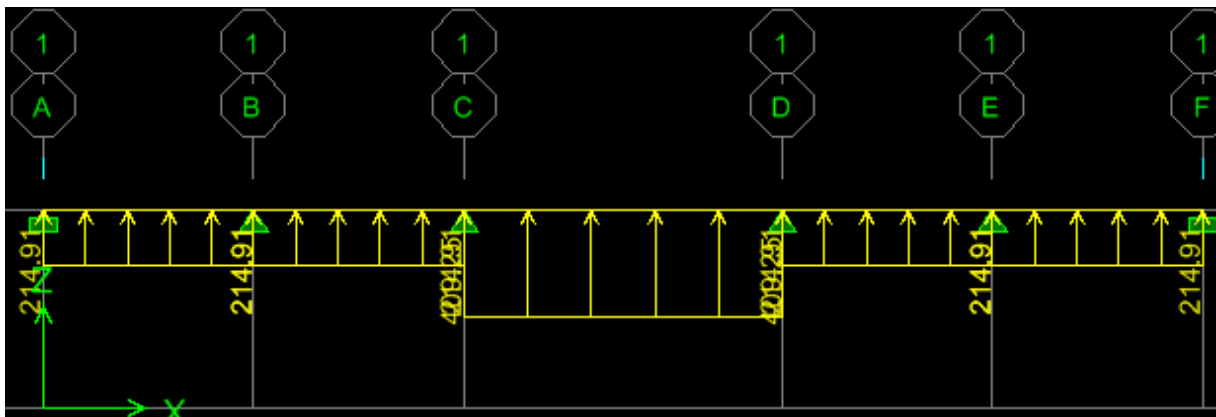
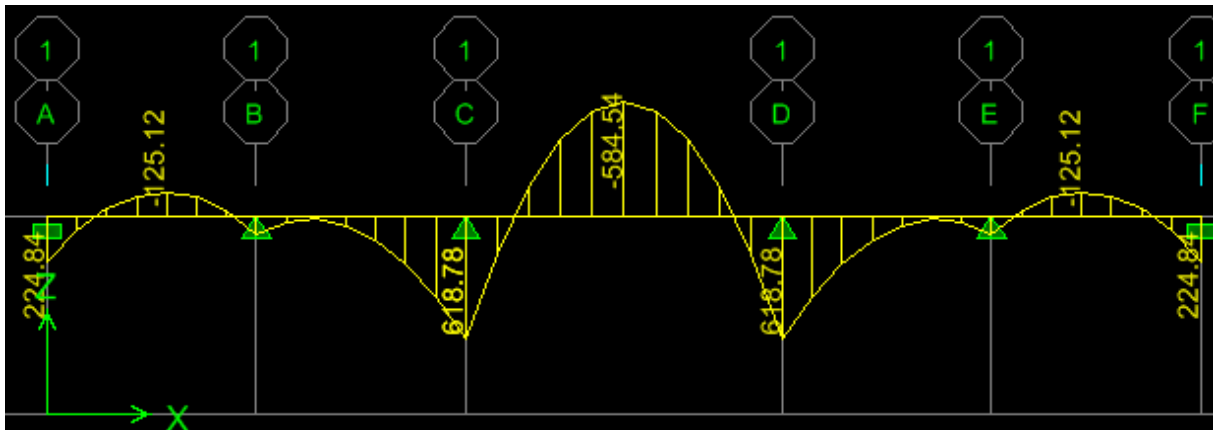


Diagramme des moments fléchissant :



### VI-8-2-2-1) Calcul des armatures : (sens transversal y-y)

$b = 55\text{cm}$  ;  $h = 100\text{cm}$  ;  $d = (100-3) = 97\text{cm}$  ;  $f_{bc} = 14.2\text{MPa}$  ;  $\sigma_{st} = 348\text{MPa}$ .

$$M_{tu}^{max} = -837.27\text{KN.m}$$

$$M_{au}^{max} = 883.20\text{KN.m}$$

➤ **Aux appuis:**

$$M_{au} = 883.20\text{KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{au}}{bd^2f_{bu}} = \frac{883.20 \times 10^6}{550 \times (970)^2 \times 14.2} = 0.120 < 0.392 \rightarrow (\text{SSA})$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.120 \rightarrow \beta_u = 0.936$$

$$A_u^a = \frac{M_{au}}{\beta_u x d x \sigma_s} = \frac{883.20 \times 10^6}{0.936 \times 970 \times 348} = 2570\text{mm}^2 = 25.70\text{cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{Soit : } A_u^a = 5\text{HA}20/\text{ml} + 5\text{HA}16 = 25.75\text{cm}^2/\text{ml}$$

➤ **En travée:**

$$M_{tu} = 837.27\text{KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{tu}}{bd^2f_{bu}} = \frac{837.27 \times 10^6}{550 \times (970)^2 \times 14.2} = 0.114 < 0.392 \rightarrow (\text{SSA})$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.114 \rightarrow \beta_u = 0.939$$

$$A_u^t = \frac{M_t}{\beta_u x d x \sigma_s} = \frac{837.27 \times 10^6}{0.939 \times 970 \times 348} = 2515\text{mm}^2 = 25.15\text{cm}^2/\text{ml}.$$

## Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Soit :  $A_u^t = 5HA20/ml + 5HA16 = 25.75\text{cm}^2/ml$

### VII-8-2-2-2) Tableau récapitulatif du ferrailage des nervures dans le sens transversal :

Le ferrailage se fera avec les moments Max aux appuis et en travées :

file		$M_{umax}$ (KN.m)	$T_{umax}$ (KN)	$\mu$	obs	$\beta$	$A_u$	Choix des barres	$A_{adaptée}$ ( $\text{cm}^2$ )
	appui	883.20	1097.1	0.120	SSA	0.936	25.70	5HA20+5HA16	25.75
	travée	837.27		0.114	SSA	0.939	25.15	5HA20+ 5HA16	25.75

**Tableaux VII-5 : ferrailage des nervures**

### VI-8-3) Vérification à L'ELU :

#### ❖ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times bd \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 550 \times 970 \times 2.1}{400} = 644\text{mm}^2 = 6.44\text{cm}^2.$$

#### • Sens longitudinal :

$$A_u^t = A_u^a = 12.06\text{cm}^2 > A_{min} = 6.44\text{cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

#### • Sens transversal :

$$A_u^t = A_u^a = 25.75\text{cm}^2 > A_{min} = 6.44\text{cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

#### ❖ Espacement des armatures transversales :

##### Diamètre minimal :

Selon le BAEL ,le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \longrightarrow \text{soit : } \phi_t = 8\text{mm.}$$

**En zone nodale :**  $s_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right) = \min ( 25 ; 16.8 ) = 16.80\text{cm.}$

**En zone courante :**  $s_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50\text{cm.}$

On prend  $s_t = 10\text{cm}$  en zone nodale.

On prend  $s_t = 15\text{cm}$  en zone courante.

❖ **Armatures transversales minimales :**

**En zone nodale :**

$$A_t = 3.14\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 55 = 1.65\text{cm}^2.$$

**En zone courante :**

$$A_t = 3.14\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 55 = 2.475\text{cm}^2.$$

Soit :  $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2$  (2cadres).

❖

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = 2.5\text{MPa}.$$

• **Sens longitudinal (x-x) :**

$$T_u^{\max} = 449.31\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{449.31 \times 10^3}{550 \times 970} = 0.84\text{MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **Sens transversal (y-y) :**

$$T_u^{\max} = 1097.1\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{1097.1 \times 10^3}{550 \times 970} = 2.04\text{MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### VI-8-4) Vérification à l'ELS :

❖ **Vérification des contraintes dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité est vérifiée :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

Tel que :  $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}.$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} ; \sigma_s = \frac{M_s}{d \times \beta_1 \times A_s} \text{ et } \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Sens	Zone	M <sub>s</sub> (KN.m)	A <sub>ELU</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ	K <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)
x-x	Appuis	250.39	12.06	0.124	70.48	0.9415	227.34	3.22	15 CV
	Travée	117.53	12.06	0.124	70.48	0.9415	106.71	1.51	
y-y	Appuis	618.78	25.75	0.265	46.36	0.9185	269.72	5.82	
	Travée	584.54	25.75	0.265	46.36	0.9185	254.79	5.49	

**Tableau VI-6 : contraintes dans le béton**

### ❖ **Vérification des contraintes dans les aciers :**

La fissuration est considéré comme peu nuisible, alors il n'ya aucune vérification à faire.

Dans les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

## Conclusion générale

---

Ce projet, fut tout d'abord une très bonne expérience avant le début de la vie professionnelle.

En effet , celui-ci nous a permis de progresser dans l'apprentissage des méthodes de travail d'un ingénieur et découvrir de multiples notions du Règlement Parasismique Algérien , du BAEL et des divers Documents Techniques Réglementaires ainsi que leurs applications. Il nous a également permis de comprendre et d'apprendre énormément de choses très pratiques telles que l'utilisation de quelques logiciels (ETABS, AUTOCAD, SOCOTEC.....).

Particulièrement, ce travail, nous a permis d'émettre un regard critique par rapport aux plans d'architectures ce qui nous a conduit à les modifier tout en respectant l'économie et les règlements en vigueur.

Même si le travail effectué lors de ce projet de fin d'études n'a pas , dans l'absolu , répondu à toutes les questions que nous nous sommes posés , il nous a néanmoins permis de sentir la responsabilité d'un ingénieur en génie civil et donc se donner pour assumer cette responsabilité.

Espérons que ce modeste travail va être d'un grand apport pour les prochaines promotions, car c'est par la mise en commun des connaissances et des expériences que l'on avance.



## **Bibliographie**

- ✚ Règles BAEL 91 modifié 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états-limites.
- ✚ Règlement Parasismique Algérien (RPA99 modifié 2003).
- ✚ Document technique réglementaire (DTR B.C2.2), charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- ✚ Cours de béton armé (BAEL91 et DTR associé).
- ✚ Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé.
- ✚ Cours et TD des années de spécialité.
- ✚ Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.

# Sommaire

## Introduction générale

## Chapitre I : présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I.1. Description de l'ouvrage .....	01
I.2. Caractéristiques géométriques .....	01
I.3. les éléments de l'ouvrage .....	01
I.4. Caractéristiques des matériaux .....	03

## Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments

II.1. pré-dimensionnement des planchers .....	9
II.2. pré-dimensionnement des dalles pleines .....	10
II.3. pré-dimensionnement des poutres .....	11
II.4. pré-dimensionnement des voiles .....	15
II.5. pré-dimensionnement des poteaux .....	22

## Chapitre III : Calcul des éléments

III.1. Plancher .....	30
III.2. Balcon .....	50
III.3. Escalier .....	57
III.4. Charpente .....	107

## Chapitre IV : Modélisation et vérification..... 116

## **Chapitre V : Ferrailage des éléments**

V.1. Ferrailage de poteaux .....	132
V.2. Ferrailage des poutres.....	148
V.3. Ferrailage des voiles.....	164

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

VI.1 Introduction.....	182
VI.2 Etude du sol de fondation.....	183
VI.3 Choix du type de fondation.....	183

## **Conclusion générale**

## **Bibliographie**

## REMERCIEMENT

Au terme de ce modeste travail nous tenons à remercier en premier lieu le bon dieu.

Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.

Nous tenons aussi à remercier notre promoteur :

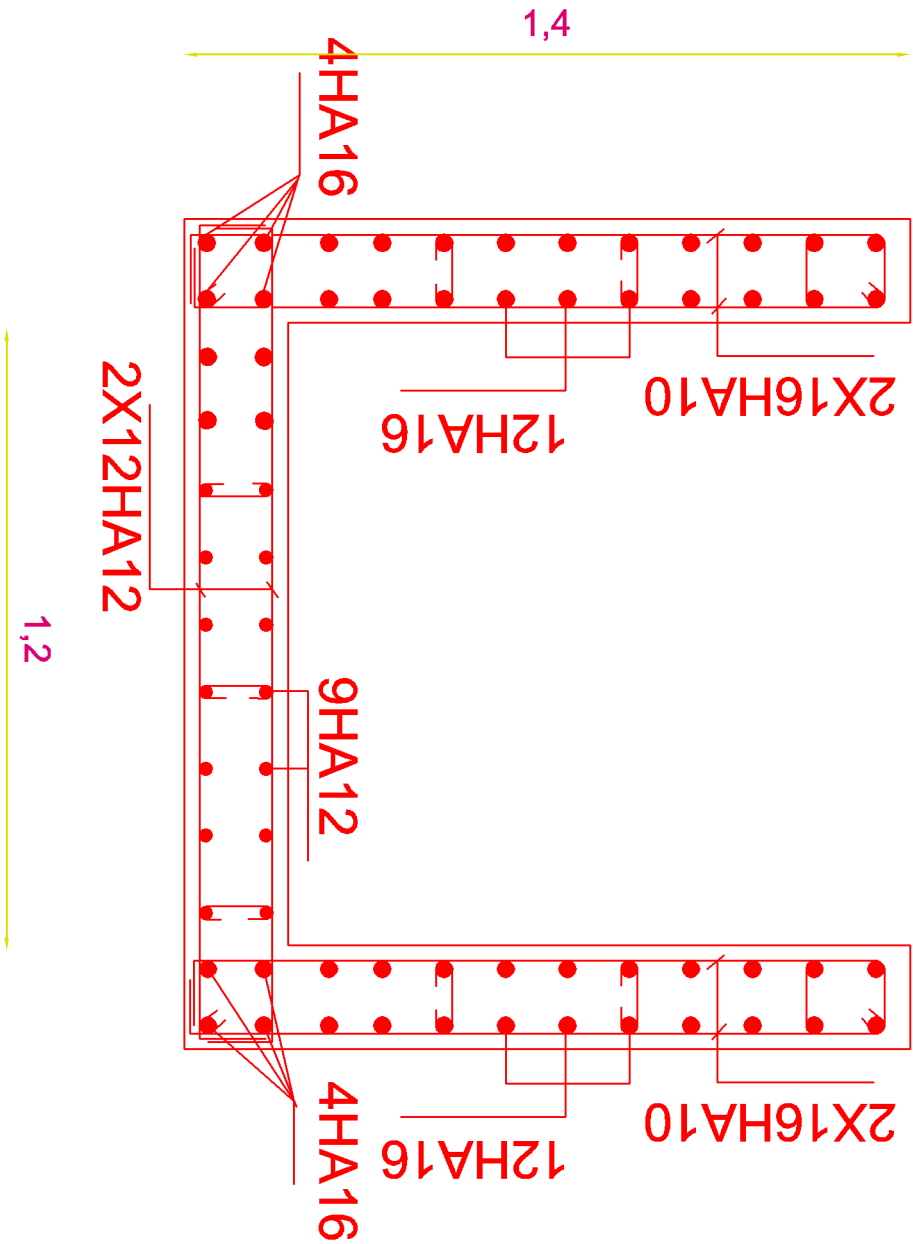
M<sup>r</sup> LOUZAI pour son suivi et ses conseils tout le long de ce travail.

Nos remerciements vont également :

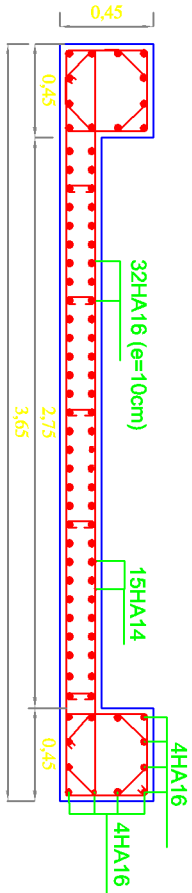
Aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

A tous les enseignants qui ont contribués à notre formation.

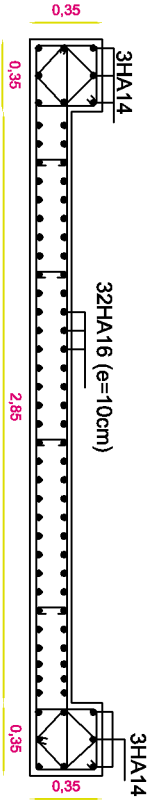
Et à tous ceux qui nous ont aidés de près et de loin.



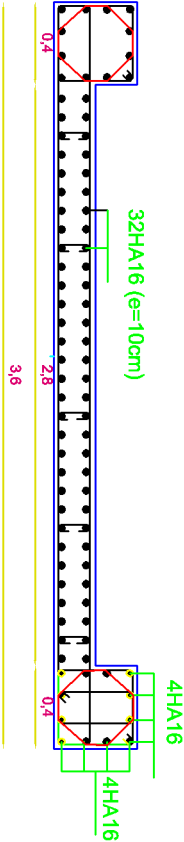
République Algérienne démocratique et populaire université MOULOUD MAMMERI De Tizi-ouzou Faculté de Génie de construction département Génie civil	
Etude par: Oukacine sarah Ferragui yamina	Ferrailage voile ascenseur
Encadré par: Monsieur LOUZAI	
Promotion 2014-2015	Echelle: 1/25



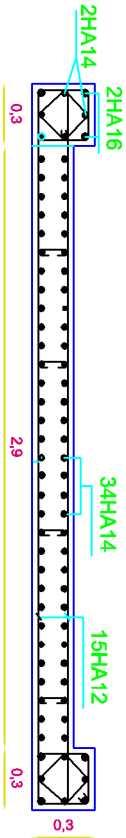
Zone I



Zone III



Zone II



Zone IV

République Algérienne démocratique et populaire  
université MOULOUD MAMMERI De Tizi-ouzou  
Faculté de Génie de construction  
département Génie civil

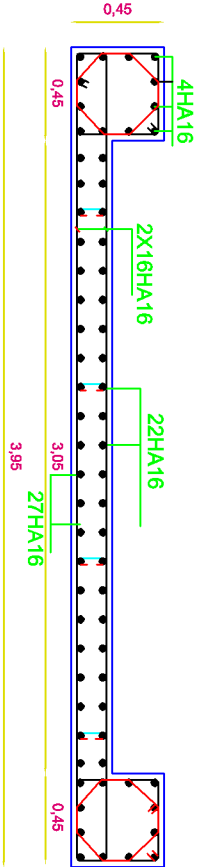
Etude par:  
Oukacine sarah  
Ferragui yamina

Encadré par:  
Monsieur LOUZAI

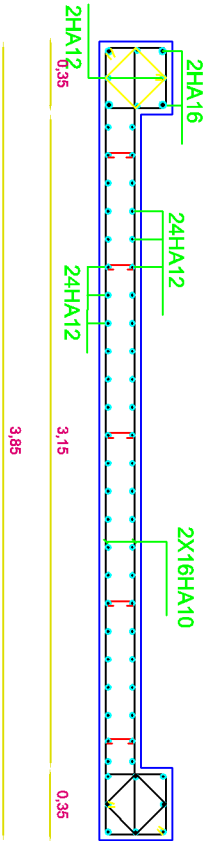
Promotion  
2014-2015

Ferrailage  
voile VL1

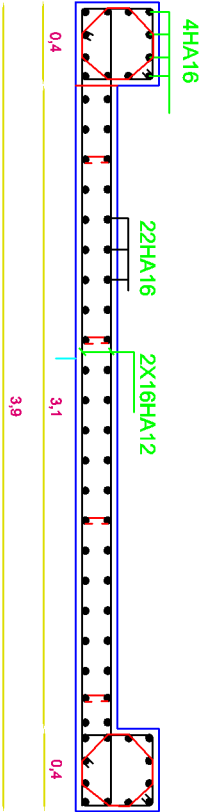
Echelle: 1/25



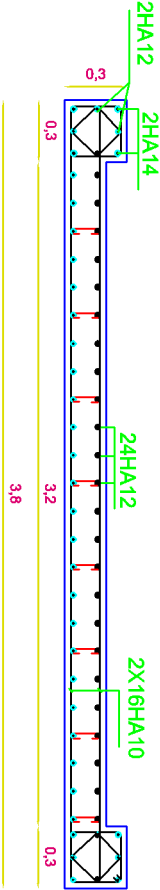
Zone I



Zone III



Zone II



Zone IV

République Algérienne démocratique et populaire  
université MOULOUD MAMMERI De Tizi-ouzou  
Faculté de Génie de construction  
département Génie civil

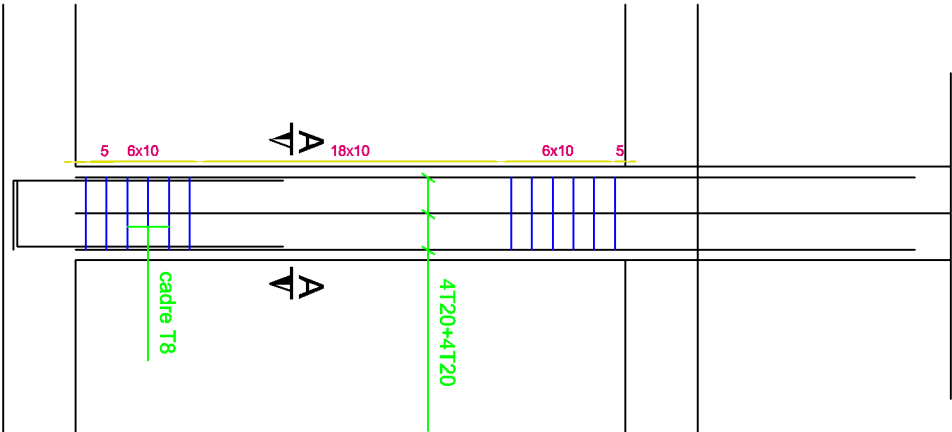
Etude par:  
Oukacine sarah  
Ferragui yamina

Encadré par:  
Monsieur LOUZAI

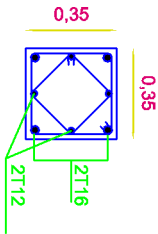
Promotion  
2014-2015

Ferrailage  
voile VL3

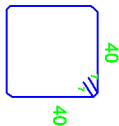
Echelle:1/25



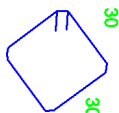
Zone I  
h=3m



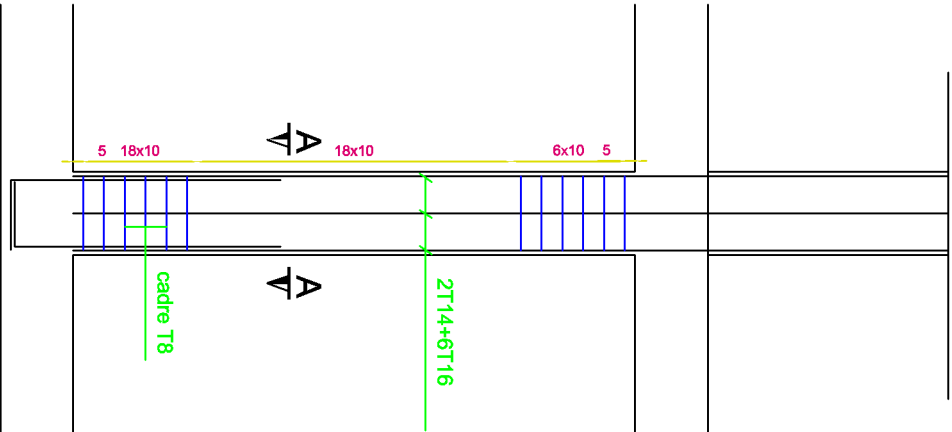
coupe A-A



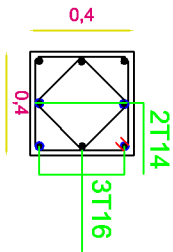
cadre L=1.75m



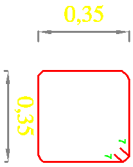
cadre L=1.35m



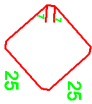
Zone II  
h=3.06m



coupe A-A



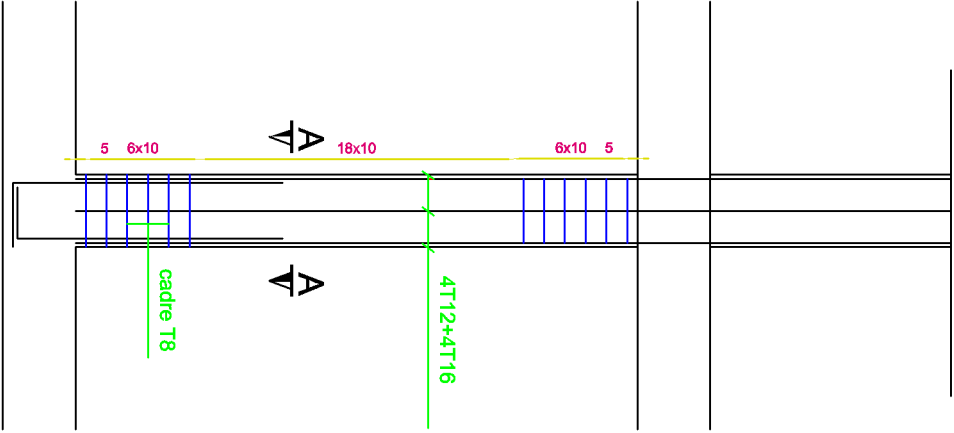
cadre L=1.55m



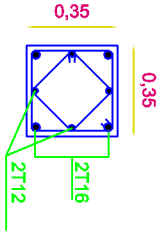
cadre L=1.15m

République Algérienne démocratique et populaire université MOULOUD MAMMERI De Tizi-ouzou Faculté de Génie de construction département Génie civil	
Etude par: Oukacine sarah Ferragui y�minina	Ferrailage des poteaux
Encadré par: Monsieur LOUZAI	
Promotion 2014-2015	Echelle: 1/25

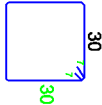




Zone III  
h=3.06m



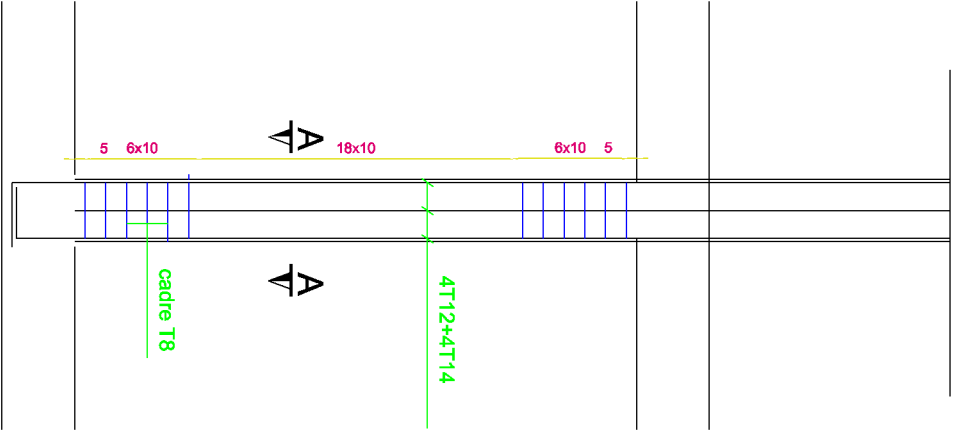
coupe A-A



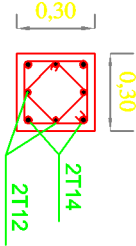
cadre L=1.34m



cadre L=95cm



Zone IV  
h=3.06m

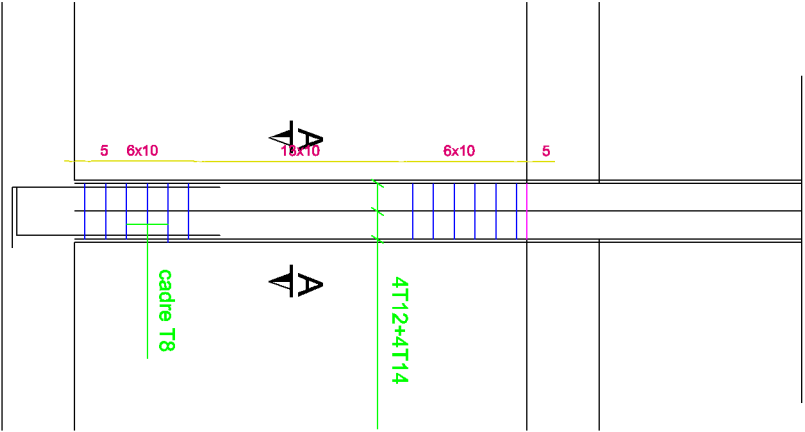


coupe A-A

cadre L=1.15m

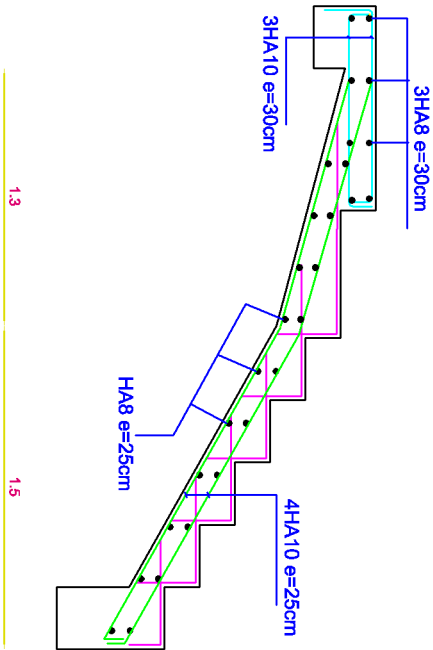


cadre L=75cm

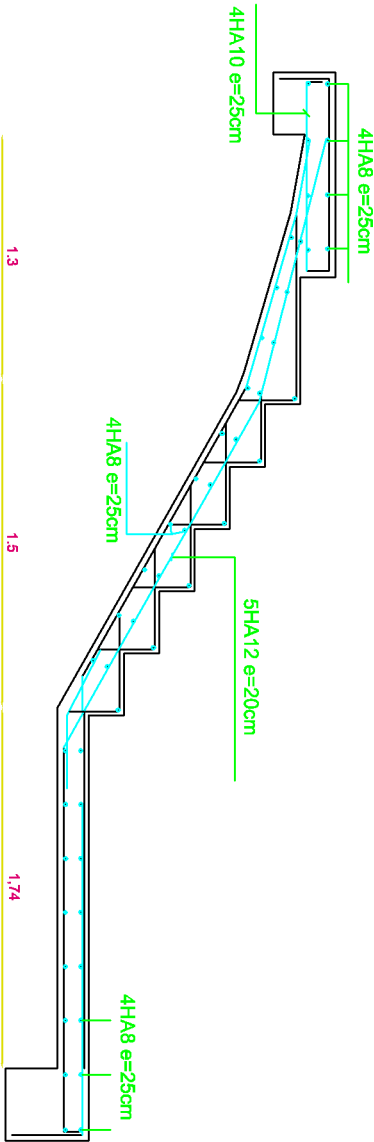


Zone IV  
h=2.53m

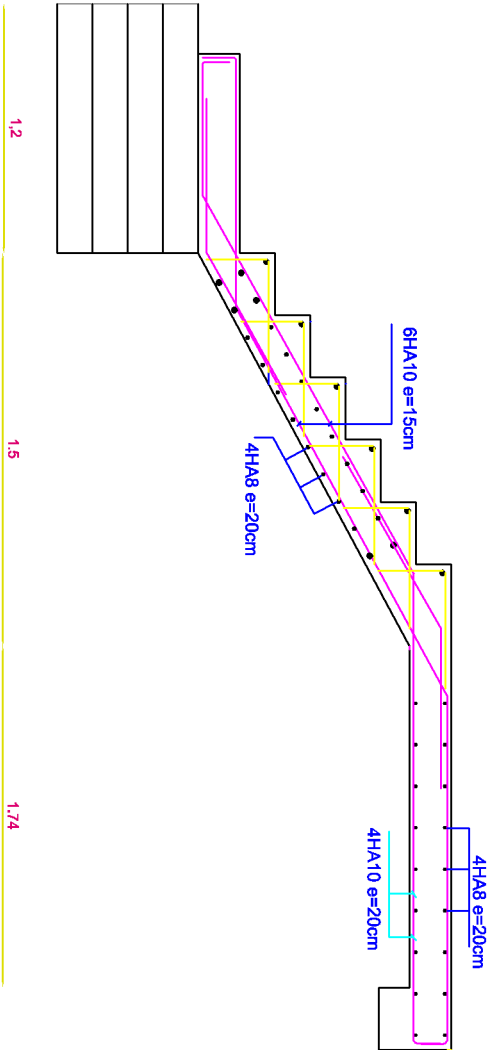
République Algérienne démocratique et populaire université MOULOUD MAMMERI De Tizi-ouzou Faculté de Génie de construction département Génie civil	
Etude par: Oukacine sarah Ferragui y�minina	Ferrailage des poteaux
Encadré par: Monsieur LOUZAI	
Promotion 2014-2015	Echelle:1/25



Voiee 1

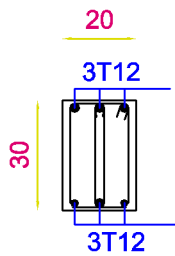
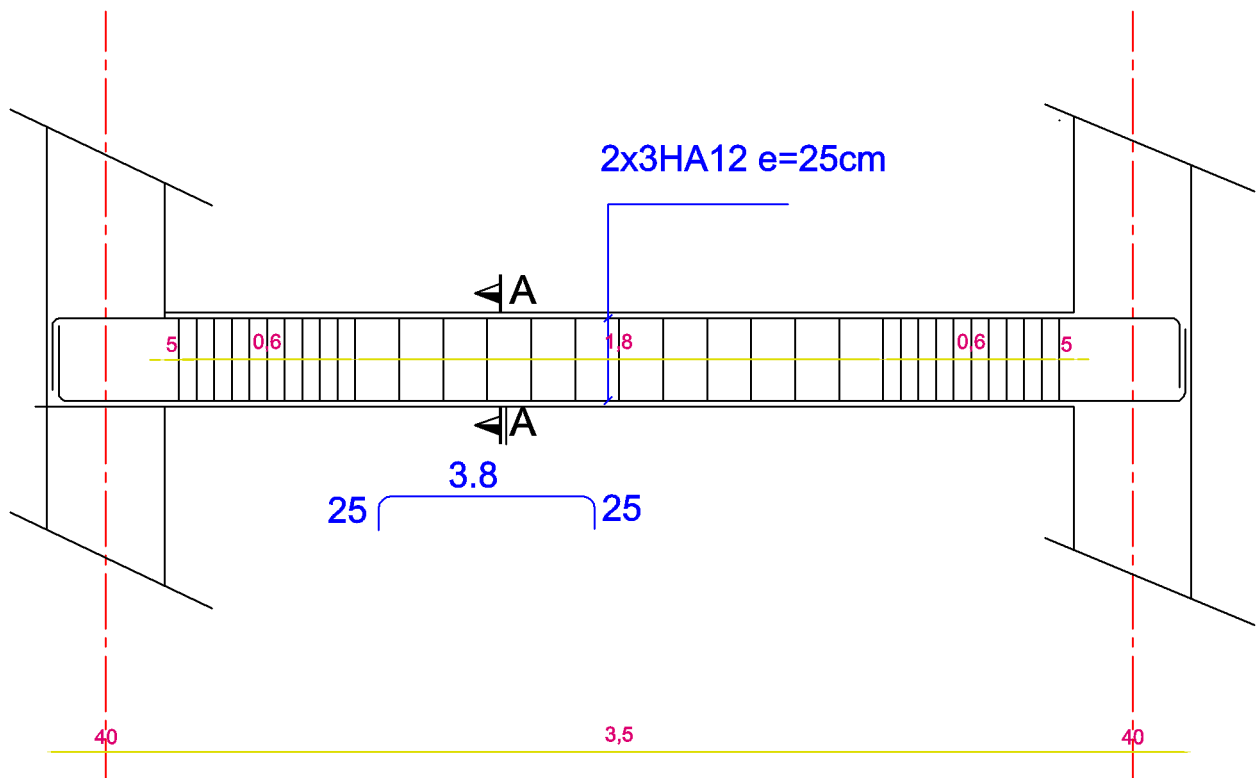


Voiee 3

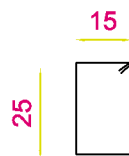


Voiee 2

République Algérienne démocratique et populaire université MOULOUD MAMMERI De Tizi-ouzou Faculté de Génie de construction département Génie civil	
Etude par: Oukacine sarah Ferragui yamina	Ferrailage des escaliers
Encadré par: Monsieur LOUZAI	
Promotion 2014-2015	Echelle: 1/25



coupe A-A



cadre T8 L=95cm

République Algérienne démocratique et populaire  
université MOULOUD MAMMERI De Tizi-ouzou  
Faculté de Génie de construction  
département Génie civil

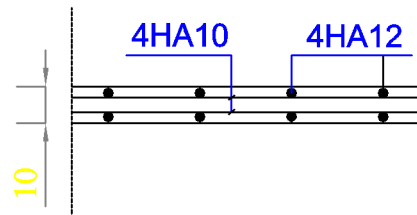
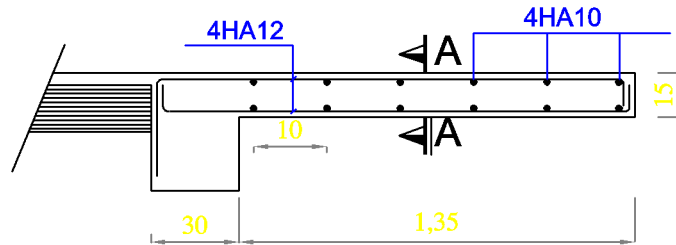
Etudié par:  
Oukacine sarah  
Ferragui yamina

Encadré par:  
Monsieur LOUZAI

Promotion  
2014-2015

**Ferrailage  
poutre paliere**

**Echelle: 1/25**



coupe A-A

République Algérienne démocratique et populaire  
université MOULOUD MAMMERI De Tizi-ouzou  
Faculté de Génie de construction  
département Génie civil

Etudié par:  
Oukacine sarah  
Ferragui yamina

Encadré par:  
Monsieur LOUZAI

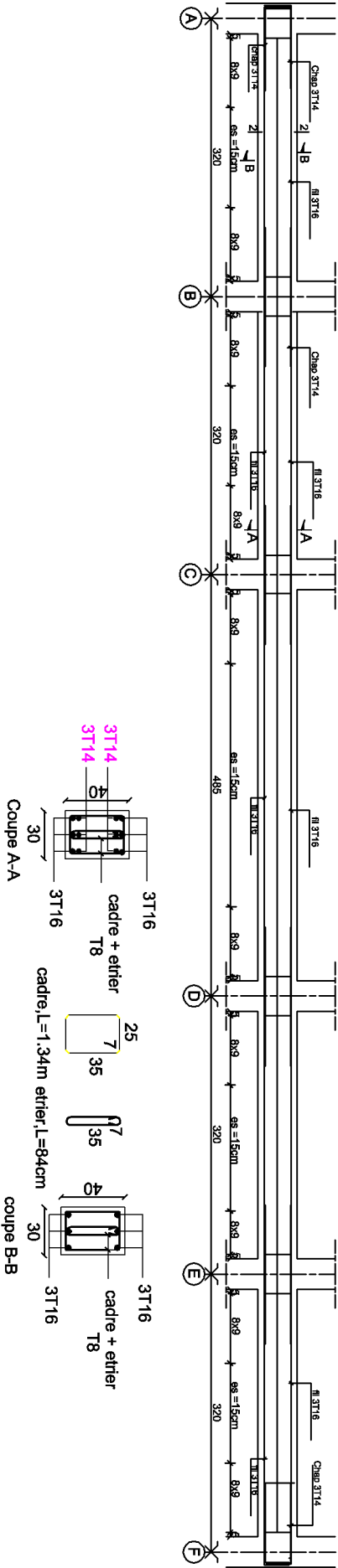
Promotion  
2014-2015

**Ferrailage  
balcon**

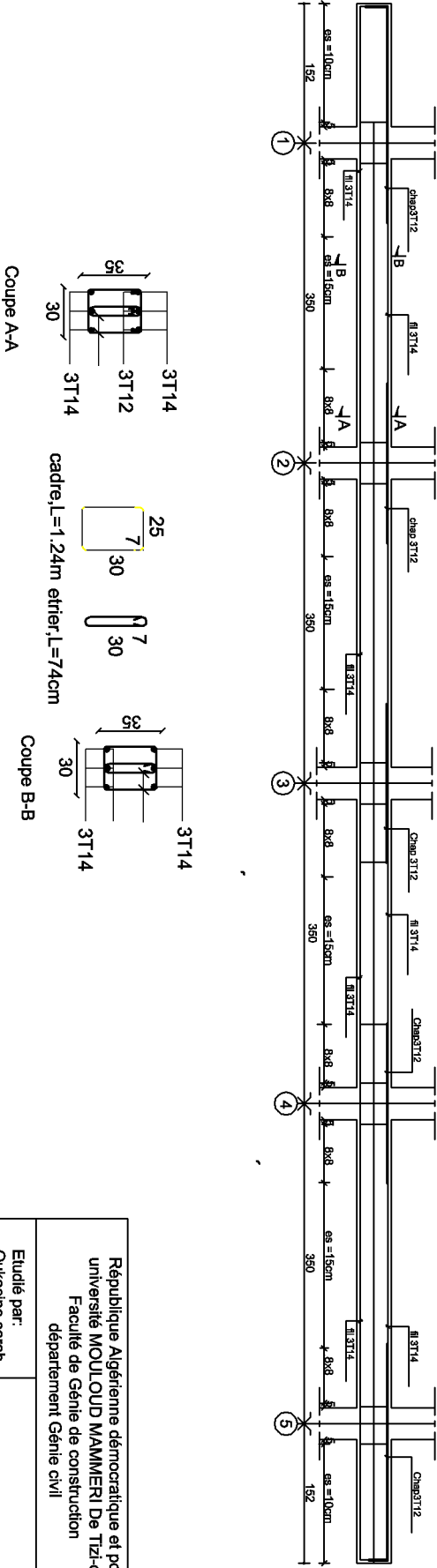
**Echelle: 1/25**

B

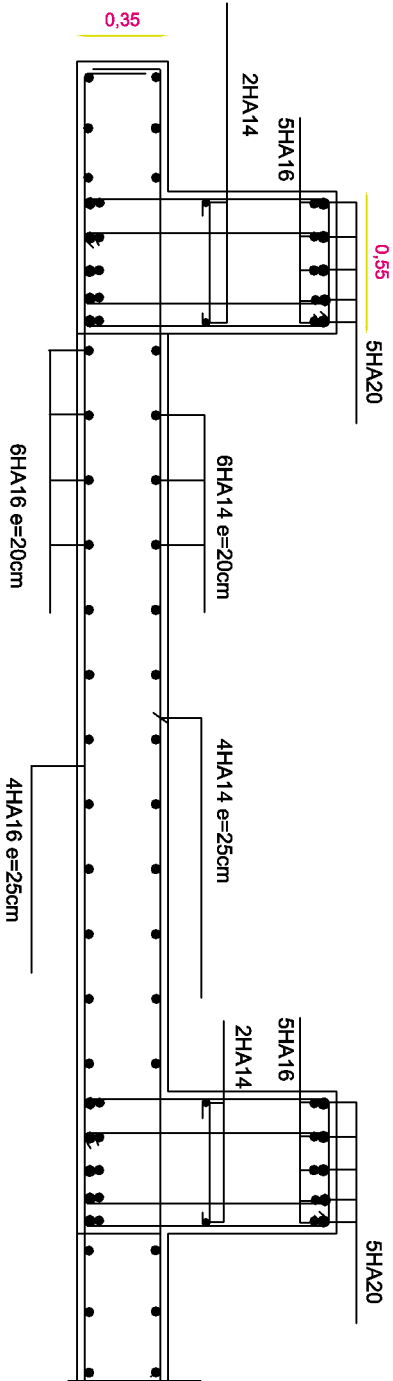
poutre principale



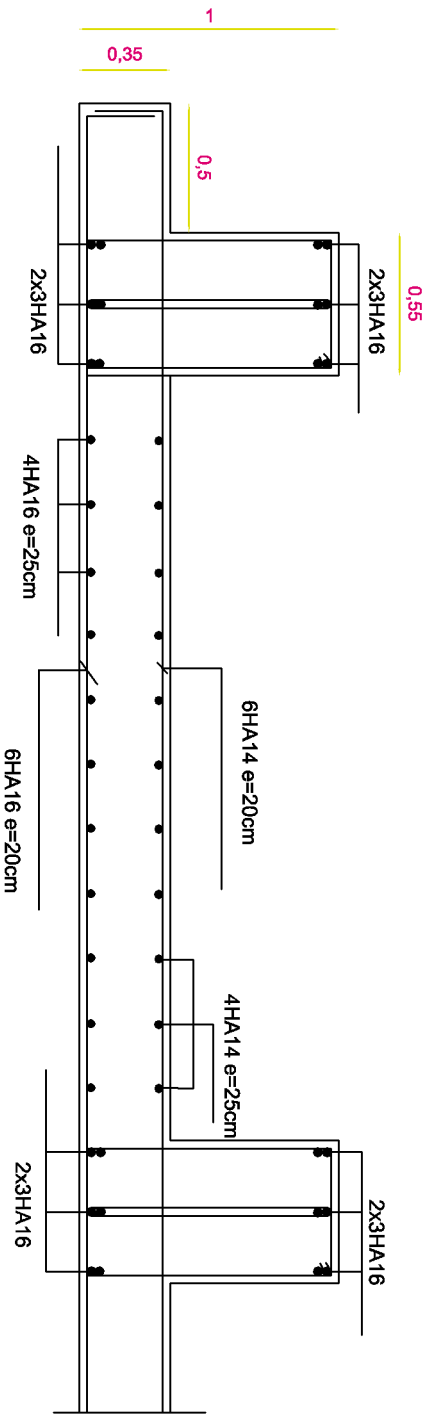
poutre secondaire



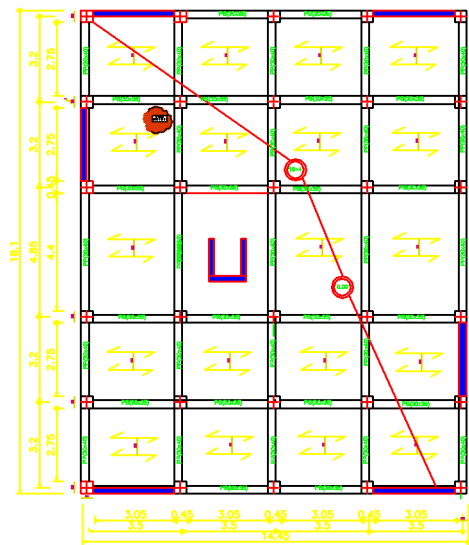
Sens transversal



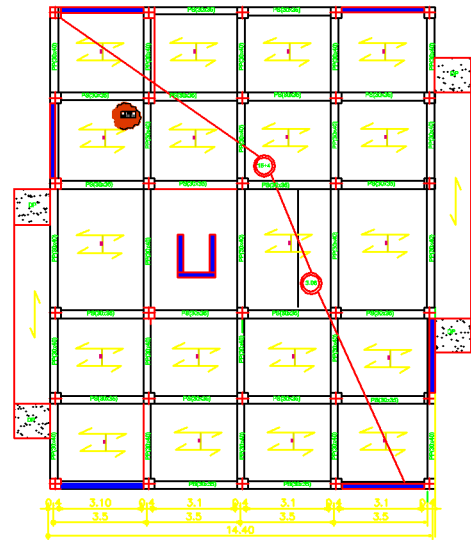
Sens longitudinal



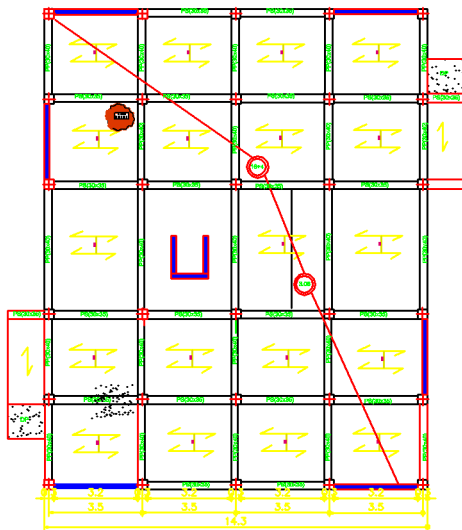
République Algérienne démocratique et populaire université MOULOUD MAMMERI De Tizi-ouzou Faculté de Génie de construction département Génie civil	
Etude par: Oukacine sarah Ferragui yamina	Ferrailage du radier
Encadré par: Monsieur LOUZAI	
Promotion 2014-2015	Echelle:1/25



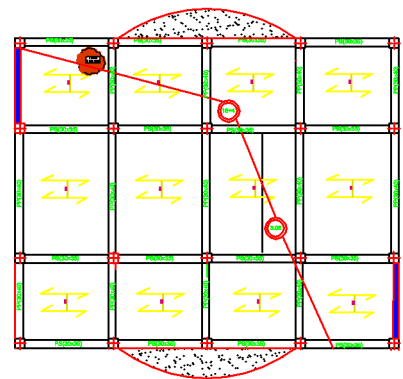
sous sol



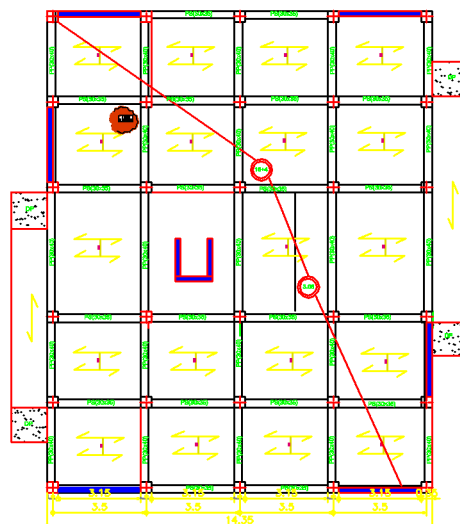
RDC-E1-E2



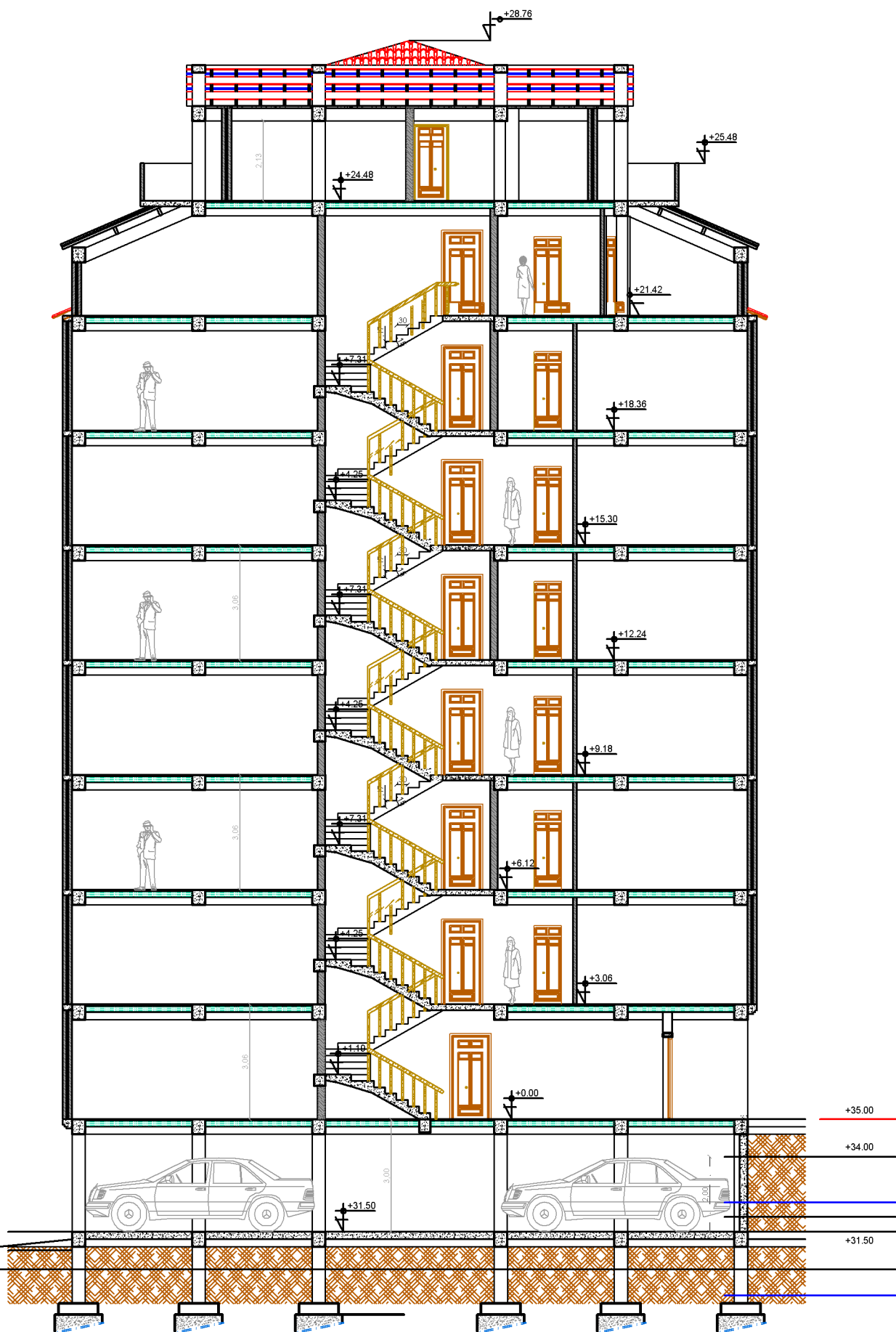
E 6



GRENIER 01



E3-E4-E5



*Coupe A-A*

Ech: 1/50