

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



# Mémoire de fin d'étude

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

## THEME

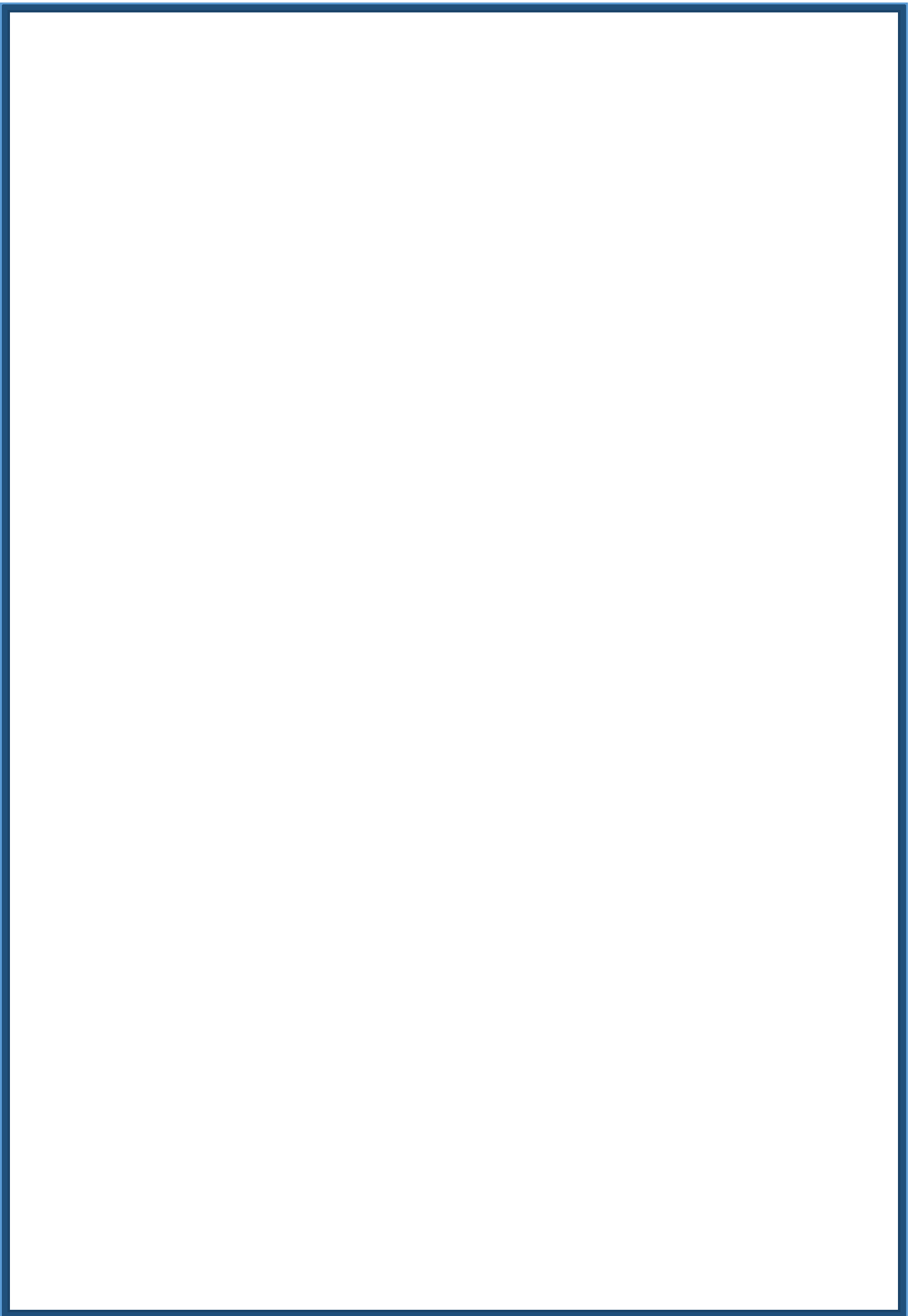
*Etude d'une structure d'un bâtiment (R+8+sou-sol) à usage d'habitation*  
*Contreventée par des voiles en béton armée.*



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

**Etudié par :**  
**M<sup>r</sup> : ARIB LOUNES.**  
**M<sup>lle</sup> : AMRANI HAYET.**

*Année 2017/2018*



# Remerciement

*Au terme de ce modeste travail, on tient à remercier en premier lieu Dieu, le clément et le miséricordieux, qui nous a donné la force et la foi pour finalisé notre travail.*

*On tient à remercier notre promotrice M<sup>me</sup> cherifi, pour son encadrement, et ses conseils durant l'évaluation de ce travail.*

*Nous adressons également nos sincères remerciements et notre profonde gratitude aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre projet. Afin de nous enrichir par leurs propositions.*

*On ne serait oublier toutes les personnes qui ont contribuées de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.*



## Dédicace

*Je dédie ce modeste travail*

*A ma mère.*

*A mon père.*

*A ma famille.*

*A mes frères et sœurs.*

*Ainsi que tous mes amis et proches.*

ARIB LOUNES





## Dédicace

*Je dédie ce modeste travail*

*A ma mère.*

*A mon père.*

*A ma famille.*

*A mes frères et sœurs.*

*Ainsi que tous mes amis et proches.*

AMRANI HAYET



# Sommaire

---

## Introduction générale :

**Chapitre I:** Présentation de l'ouvrage.....1-10

**Chapitre II:** Pré dimensionnement des éléments .....11-27

**Chapitre III:** Calcul des éléments non-structuraux .....28-107.

III.1. Plancher.....28-64

III.2. Escalier.....65-81

III.3. Poutre palière.....82-89

III.4. Acrotère .....90-97

III.5. Dalle salle machine.....98-107

**Chapitre IV :** Modélisation de la structure.....108-121

**Chapitre V :** Vérification RPA .....122-130

**Chapitre VI:** Ferrailage des éléments structuraux.....131-164

VI.1. Poteaux.....131-144

VI.2. Poutres .....145-152

VI.3. Voiles.....153-164

**Chapitre VII:** Etude de l'infrastructure.....165-187

**Chapitre VIII :** Etude du mur plaque.....188-198

## Plans d'exécution

## Conclusion

## Bibliographie

# Introduction générale

Le séisme est l'une des catastrophes naturelles les plus destructives qui frappe de façon inattendue et qui cause d'énormes dégâts, et souvent de nombreuses victimes. L'Algérie présente une vulnérabilité élevée aux séismes du fait sa situation géographique. Lors du dernier tremblement du 21-Mai-2003, qui a secoué les régions d'Alger, Boumerdès et de Tizi-Ouzou, le bilan dressé été très lourd ; ce qui rend la construction parasismique indispensable dans les zones à risque. C'est dans ce contexte que s'inscrit notre travail, qui consiste à l'étude d'un bâtiment en R+8+ s-sol à usage d'habitation et commercial, contreventé par des voiles. Nos calculs seront conformes aux Règlement Parasismique Algériennes (RPA 99, version 2003) et au béton armé aux états limites (BAEL91, modifié 1999).

Ainsi, nous avons structuré notre travail en plusieurs chapitres. Le premier est consacré à la présentation géométrique du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux utilisés. Le deuxième chapitre est dédié au pré dimensionnement des éléments structuraux ; tels que les voiles, les poteaux et les poutres tout en respectant les règles en vigueur. Au troisième chapitre nous avons procédé au calcul des éléments non structuraux (Acrotère, escalier, planchers.....etc.).

Le quatrième chapitre a porté sur l'étude dynamique du bâtiment à l'aide du logiciel de calcul ETABS ce qui nous permettra d'extraire les efforts internes.

Le calcul des ferrillages des éléments structuraux fondé sur les résultats du logiciel ETABS est présenté dans le sixième chapitre.

Enfin, le septième et huitième chapitres sont consacré au calcul de l'infrastructure c'est à dire les fondations et le mur plaque prévu au niveau du sous-sol pour résister aux poussés des terres.

# **Chapitre I :**

## **Présentation de l'ouvrage**

**Introduction :**

Ce premier chapitre consiste à présenter globalement l'ouvrage avec les différentes caractéristiques mécaniques des différents matériaux utilisés.

**I. Présentation de l'ouvrage :**

Le projet consiste à calculer les éléments résistants d'un bâtiment en (R+8+sous-sol) à usage multiple.

Le bâtiment comporte :

- Un sous-sol ;
- Un rez-de-chaussée (RDC) à usage commercial ;
- Un étage services à usage commercial ;
- Sept étages à usage d'habitation ;
- Une cage d'escalier ;
- Une cage d'ascenseur.

**1. Caractéristiques géométriques du bâtiment :**

- ✓ Largeur totale du bâtiment .....18,45m
- ✓ Longueur totale du bâtiment .....21,00m
- ✓ Hauteur totale du bâtiment .....31,98m
- ✓ Hauteur de sous-sol .....2,60m
- ✓ Hauteur du RDC .....4,08m
- ✓ Hauteur d'étage courant.....3,06m
- ✓ Hauteur d'étage de service .....4,08m

**2. La réglementation utilisée :**

Les normes utilisées pour le calcul et le dimensionnement

- **BAEL91 modifiées 99** (Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).
- **RPA99 modifié2003** (Règles parasismiques algériennes).
- **DTR-BC-22** (Charges et surcharges).
- **CBA93** (conception et calcul des structures en béton armé)

## II. Les éléments de l'ouvrage :

### 1) L'infrastructure :

#### a) Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol, par sa liaison directe avec ce dernier.

Le choix du type de fondation dépend des caractéristiques mécaniques du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

La contrainte admissible du sol  $\sigma_{Sol} = 2$  bars (Conformément au rapport géotechnique)

### 2) La superstructure :

#### a) L'ossature :

L'immeuble qui fait l'objet de notre étude est à ossature mixte (portiques-voiles)

- Les portiques transversaux et longitudinaux (poteaux-poutres) reprennent essentiellement les charges et les surcharges verticales
- Les voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) reprennent essentiellement les charges horizontales (séisme, vent)

#### b) Les planchers :

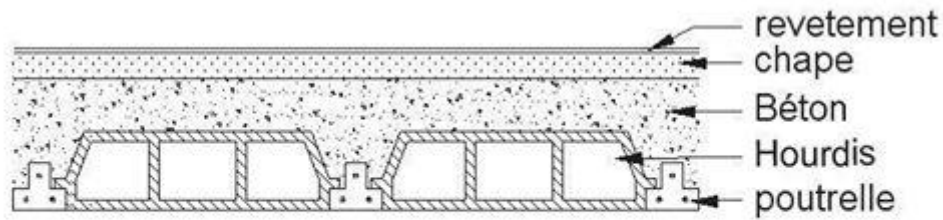
Les planchers sont des éléments horizontaux limitant les différents niveaux d'un bâtiment.

Ils ont pour fonctions essentielles :

- ✚ La fonction de résistance mécanique : ils supportent et transmettent aux éléments porteurs (poteaux-poutres-voiles) les charges permanentes et les surcharges
- ✚ La fonction d'isolation thermique et acoustique des différents étages

-A l'exception de la cage d'ascenseur et les balcons dont on prévoit une dalle pleine en béton armé, tous les planchers de notre bâtiment seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées

-Le plancher terrasse est inaccessible, il comportera un système complexe d'étanchéités multicouches en forme de pente de 1.5% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales



## Coupe d'une dalle

**Figures I-1 : coupe d'une dalle à corps creux**

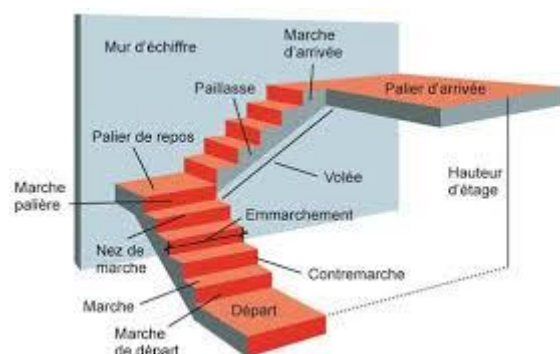
### c) Maçonnerie :

- Murs extérieurs : Ils seront réalisés en double cloisons de briques creuses dont l'épaisseur du mur est égale à 25 cm.
  - Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
  - L'ame d'air de 5 cm d'épaisseur.
  - Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs : Ils seront réalisés en simples cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

### d) L'escalier :

Notre bâtiment est composé de deux types d'escaliers :

- Escalier à trois volées qui relie le RDC et le 1er étage.
- Escalier à deux volées qui relie les autres étages.



**Figure I-2: schéma descriptive d'un escalier**

### e) La cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voiles en béton armé.

**f) Acrotère :**

Il sera réalisé en béton armé, sa hauteur est de 35 cm.

**g) Les voiles :**

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et essentiellement à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

**h) les balcons et porte à faux:**

Les balcons et porte à faux de notre structure seront entièrement réalisés en corps creux et seront coulés sur place.

### **III. Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Dans notre ouvrage, nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir : le béton et l'acier qui doivent répondre aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 version 2003) ainsi que les règles du Béton Armé aux États Limites (BAEL 91 modifié 99).

**1. Béton :**

Le béton est un composite hétérogène qui résulte du mélange de ciment, granulats, sable, d'eau et éventuellement d'adjuvants. Ces constituants sont dosés de manière à obtenir, après durcissement, un produit solide. Il est le matériau de construction le plus utilisé au monde et il est le meilleur matériau de construction à meilleur rapport qualité /prix.

Le béton possède les qualités suivantes :

- La résistance mécanique, essentiellement résistant à la compression.
- La résistance aux agents agressifs (eau de mer, acides...)
- Sa mise en œuvre est aisée et ne nécessite que l'utilisation d'une main-d'œuvre rapidement formée.
- Il permet une adaptation facile aux formes les plus variées puisque, mis en place dans des moules ou coffrages, il épouse les volumes, aussi complexes soient-ils, permettant ainsi les plus grandes audaces architecturales (la maniabilité).
- Son prix de revient fait du béton le matériau irremplaçable dans le domaine de la construction.

La composition du béton sera déterminée en laboratoire, de façon à avoir une résistance caractéristique de 25MPa au minimum.

L'étude de la composition consiste à définir le mélange optimal des granulats dont on dispose, ainsi que le dosage en ciment et eau, afin de réaliser un béton dont les propriétés soient celles recherchées pour la réalisation de l'ouvrage désiré. La composition du béton doit être conforme aux règles du BAEL

**1-1) Résistance caractéristique du béton :****a) Résistance caractéristique à la compression :**

Le béton présente une bonne résistance à la compression. Les résistances obtenues dépendent de sa composition. En général, les essais de compression axiale sont réalisés sur des éprouvettes normalisées, de formes cylindriques de hauteur 32cm et de diamètre 15cm (Aire de 200 cm<sup>2</sup>).

Le béton est défini par la valeur caractéristique de sa résistance à la compression, à l'âge de 28 jours dite ( $f_{c28}$ ). Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton à l'âge  $j < 28$  jours, sa résistance à la compression est calculée selon les formules ci-dessous :

- $F_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$  en MPa ; pour  $f_{c28} \leq 40$  MPa
- $F_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28}$  en MPa ; pour  $f_{c28} \geq 40$  MPa

Pour l'étude de ce projet, nous adoptons une valeur de  $f_{c28} = 25$  MPa.

**b) Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction à « j » jours notée  $f_{tj}$  est conventionnellement définie en fonction de la résistance à la compression, par la formule suivante :

$$F_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ en MPa Avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPa d'où } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

**1-2) Module de déformation longitudinale du béton :**

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

**a) Module de déformation longitudinale instantané du béton :**

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h, il en résulte un module de déformation donné comme suit :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ en Mpa}$$

Pour  $f_{c28}=25$  MPa ----->  $E_{ij}=32164.195$  Mpa

### b) Module de déformation longitudinale différé du béton :

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

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en Mpa}$$

Pour  $f_{c28}=25$  Mpa ----->  $E_v=10819$  Mpa

### 1-3) Module de déformation transversale du béton (G):

Il est donné par la formule suivante :  $G = \frac{E}{2(1+\vartheta)}$  [MPa]

$\vartheta$  : Coefficient de poisson : c'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale.

$\vartheta = 0$  pour des sollicitations à ELU

$\vartheta = 0,2$  pour le calcul des déformations à ELS

E : module de Young (module d'élasticité)

### 1-4) Contraintes limites :

#### a) Contraintes limite de résistance à la compression « $f_{bu}$ » :

Celle -ci est donnée par la formule ci-dessous :

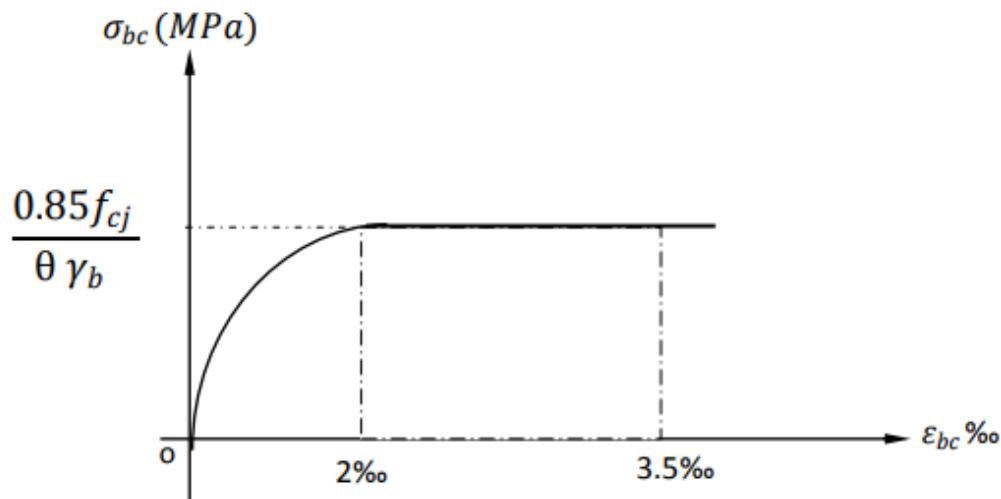
$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} \text{ en MPa}$$

✚  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité  $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \mapsto \text{situation courante,} \\ \gamma_b = 1.15 \mapsto \text{situation accidentelle.} \end{cases}$

Pour  $\gamma_b = 1.5$  et  $\theta=1$ , on aura  $f_{bu} = 14.2$  MPa

Pour  $\gamma_b = 1.15$  et  $\theta=0.85$ , on aura  $f_{bu} = 21.74$  MPa.

- ✚  $\theta$  : coefficient de durée d'application des l'actions considérées,  
 $\theta=1$  : si la durée d'application est  $>24h$ ,  
 $\theta=0.9$  : si la durée d'application est entre 1h et 24h,  
 $\theta=0.85$  : si la durée d'application est  $< 1h$ ,



**Figure I-3 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.**

Ce diagramme présente la contrainte du béton en fonction de son raccourcissement.

#### b) Contrainte limite de service à la compression :

C'est l'état au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité. Cette limite vise à empêcher l'ouverture des fissures.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ en MPa, à 28 jours} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \text{avec } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

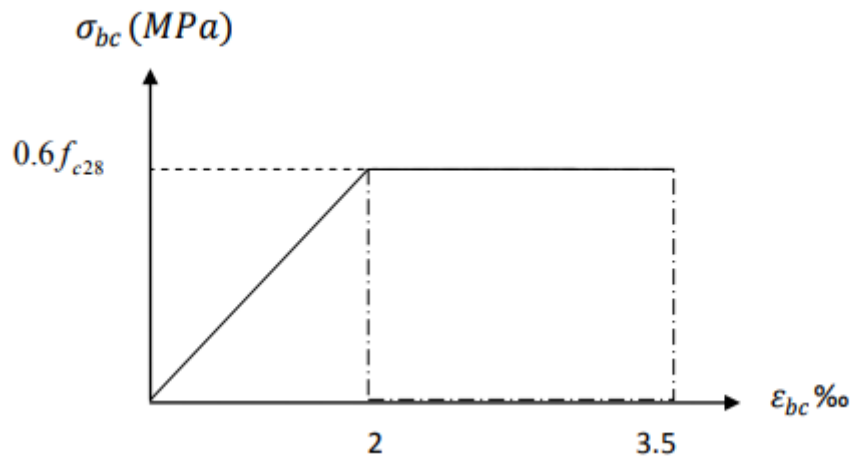


Figure I-4 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

c) Contrainte limite de cisaillement à l'ELU:

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

b : largeur de la section cisailée.  
d : hauteur utile.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes

- pour une fissuration peu nuisible  $\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right\}$
- Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :  
 $\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right\}$

**2. Acier :**

Les aciers se distinguent par leur nuance et leur état de surface, ils sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas. Dans le présent projet, on utilisera 2 types d'aciers (HA : haute adhérence et TS : treillis soudé)

- Les aciers à haute adhérence (HA) : Fe 400 et Fe500 correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 (MPa) et 500 (MPa)

- Treillis soudé : quadrillage en fils écrouis soudés électriquement, de type TLE520

**2-1) Module de déformation longitudinale :**

Sa valeur est constante, quel que soit la nuance de l'acier  $E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}$

**2-2) Contraintes limites :**

**a) Contrainte limite ultime :**

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

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

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

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité tel que :  $\gamma_s=1.15 \rightarrow$  situation courante  
 $\gamma_s= 1 \rightarrow$  situation accidentelle

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa pour les HA}$$

**b) Contrainte limite de service :**

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et selon l'appréciation de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

- **Fissurations peu nuisibles :**

Cas des armatures intérieures ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation) :  $\sigma_{st} = f_e$

- **Fissurations préjudiciables :**

Cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères (exposés à l'intempérie)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta} \bar{f}_{tj} ) \right\}$$

- **Fissurations très préjudiciables :**

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité. Dans ce cas, on note :

$$\bar{\sigma}_{st} = 0,8 \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta} \bar{f}_{tj} ) \right\}$$

$\eta$  : coefficient de fissuration

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

$\eta= 1.3$  pour les HA $<6\text{mm}$

### 2-3) Protection des armatures :

Afin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers, il convient de les enrober par une épaisseur de béton suffisante. Cette épaisseur d'enrobage dépend des conditions d'exposition de l'ouvrage. On adoptera les prescriptions suivantes :

- $c \geq 5$  cm, pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $c \geq 3$  cm, pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $c \geq 1$  cm, pour les parois situées dans les locaux couverts et clos. Dans notre structure, on prend un enrobage  $c=2$  cm

### 2-4) Diagramme contraintes déformations de l'acier :

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

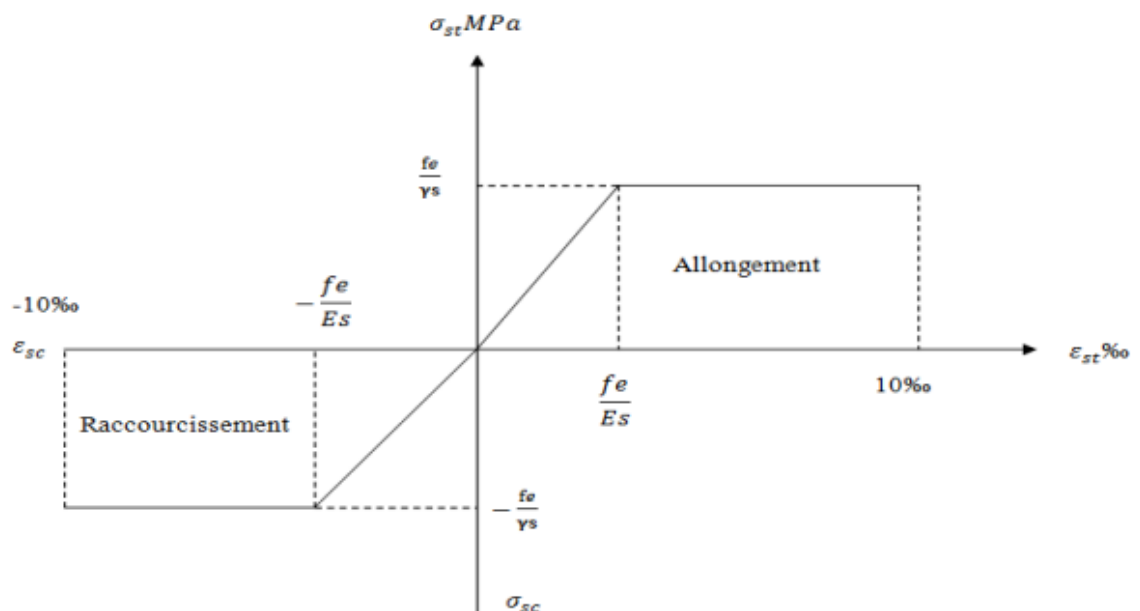


Figure I-5 : Diagramme contrainte déformation de l'acier à l'ELU.



# **Chapitre II :**

## **Pré dimensionnement des éléments**

## I. Introduction :

Après avoir défini les caractéristiques de notre ouvrage, et celles des matériaux utilisés, nous passons au pré-dimensionnement des éléments porteurs à savoir les plancher, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et enfin les voiles.

Pour cela, on prend comme référence des prescriptions réglementaires données par le **RPA 99 version 2003** le **BAEL 91** ainsi que le **DTR-B.C.2.2** (charges permanentes et charges d'exploitation)

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

## II. Pré-dimensionnement :

### 1. Plancher en corps creux :

Ils seront constitués de corps creux et d'une dalle de compression ferraillée par un treillis soudé, reposant sur des poutrelles en béton armée placées suivant la petite portée pour réduire la flèche.

Les planchers assurent la transmission des charges aux différents éléments, et constituent une séparation entre les différents niveaux.

La hauteur du plancher est calculée par la formule suivante :

$$\frac{h_t}{L_{\max}} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$


(ART/B.6.8.424, BAEL91 modifié 99)

Avec :

- $L_{\max}$  : la portée libre maximale entre nue des poteaux de la plus grande travée, dans le sens des poutrelles.
- $h_t$  : hauteur totale du plancher à corps creux, donnée par la relation suivante :

$$h_t = e_p + e_c$$

Avec :  $e_p$  : épaisseur du corps creux  
 $e_c$  : épaisseur de la dalle de compression.

Dans notre cas :  $L_{\max} = 330 - 30 = 300\text{cm}$    $h_t \geq \frac{300}{22.5} = 13.33$

Nous adopterons un plancher :  $h_t = 20\text{cm}$

Avec :

- Épaisseur du corps creux : 16cm
- Épaisseur de la dalle de compression : 4 cm.

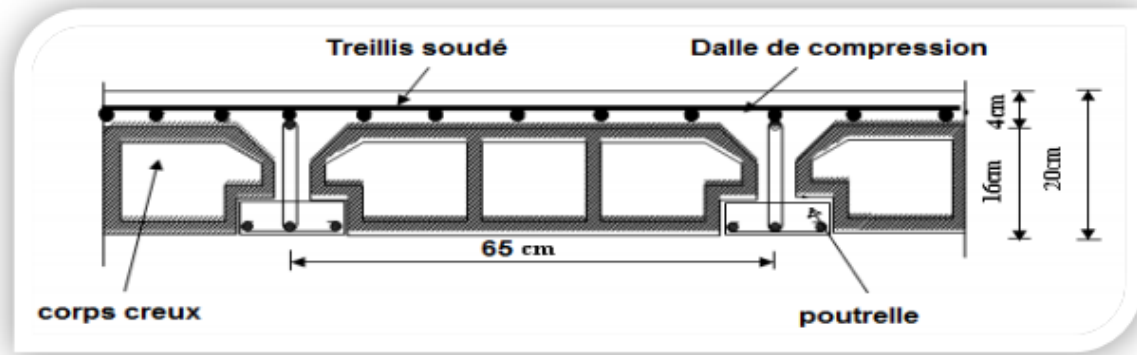


Figure II-1 : Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

## 2. Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux réalisés en béton armé. Elles assurent la transmission des charges et surcharges aux éléments verticaux (poteaux, voiles). On distingue dans les constructions en béton armé :

- Les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles.
- Les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leur portée L. Ces dimensions sont données par les relations suivantes :

-**ht** : La hauteur de la poutre est comprise entre  $\frac{L}{15} \leq \mathbf{ht} \leq \frac{L}{10}$

-**b** : largeur de la poutre est comprise entre  $0,4\mathbf{ht} \leq \mathbf{b} \leq 0,7\mathbf{ht}$ .

-**L<sub>max</sub>** : : portée libre entre nus d'appuis.

De plus, ces dimensions seront vérifiées suivent le règlement **RPA 99/ version 2003**

$$- b \geq 20\text{cm}$$

$$- h \geq 30\text{cm}$$

$$- \frac{h}{b} \leq 4$$

(Art 7.5.1 RPA 99/Version 2003).

### a- Poutre principales :

Ce sont les poutres sur lesquelles reposent les poutrelles.

$$L_{\max} = 400 - 30 = 370 \text{ cm}$$

→ La hauteur :

$$\frac{370}{15} \leq ht \leq \frac{370}{10} \quad \longrightarrow \quad 24.66 \leq ht \leq 37$$

On prend **ht=35cm**

→ La largeur :

$$0.4ht \leq b \leq 0.7ht \quad \longrightarrow \quad 14 \leq b \leq 24.5$$

On prend **b=30cm**

Pour des raisons architecturales (éviter les arêtes), ainsi que la facilité de mise en œuvre du coffrage, on est amené à adopter la valeur de **(b = 30 cm)**.

### b- Poutre secondaires:

Elles sont parallèles aux poutrelles. Leur rôle est de transmettre les efforts aux poutres principales.

$$L_{\max} = 360 - 30 = 330 \text{ cm}$$

→ La hauteur :

$$\frac{330}{15} \leq ht \leq \frac{330}{10} \quad \longrightarrow \quad 22 \leq ht \leq 33$$

On prend **ht=35**

→ La largeur :

$$0.4ht \leq b \leq 0.7ht \quad \longrightarrow \quad 14 \leq b \leq 24.5$$

On prend **b=30**

Pour des raisons architecturales (éviter les arêtes), ainsi que la facilité de mise en œuvre du coffrage, on est amené à adopter la valeur de (**b = 30 cm**).

- **Vérification des exigences (RPA99, Art 7.5.1) :**

Condition	Poutres-principales	Poutres-secondaires	Vérification
<b><math>h \geq 30\text{cm}</math></b>	<b>35cm</b>	<b>35cm</b>	<b>Vérifiée</b>
<b><math>b \geq 20\text{cm}</math></b>	<b>30cm</b>	<b>30cm</b>	<b>Vérifiée</b>
<b><math>h/b \leq 4</math></b>	<b>1.16</b>	<b>1.16</b>	<b>Vérifiée</b>

**Tableau II-1: Vérification des conditions exigées par le RPA**

**Conclusion :** les sections (b x h) adoptées pour les poutres sont comme suit :

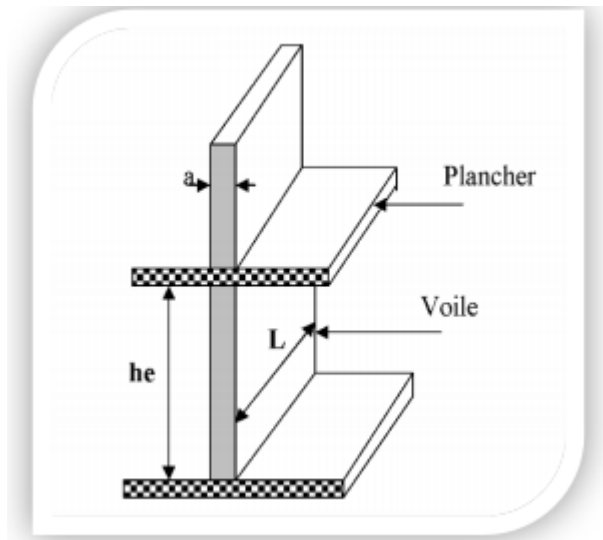
Poutres principales et secondaires :

- (30x35) cm<sup>2</sup>

### 3. Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place. Ils sont destinés à assurer :

- La fonction de contreventement : assurer la stabilité de l'ouvrage, sous l'effet des charges horizontales.
- La fonction porteuse : reprendre une partie des charges verticales et les transmettre à la fondation.



**Figure II-2 : coupe de voile en élévation**

D'après le RPA99 version 2003 le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

#### a- L'épaisseur du voile :

Il n'est considéré comme voiles que les éléments satisfaisant la condition  $L \geq 4a$ . Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires

Avec :

- L : portée min des voiles.
- a : épaisseur des voiles. L'épaisseur minimale est de 15cm

De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage ( $h_e$ ) et des conditions de rigidité à l'extrémité.

Dans notre cas,  $a \geq \frac{h_e}{20}$

$h_e = h_{\text{étage}} - e$  (épaisseur de la dalle)

	Sous-sol (cave)	RDC	Etage de service	Etages courant
$h_{\text{étage}}$	260cm	408cm	408cm	306cm
$e$	20cm			
$h_e$	240cm	388	388	286cm
$a$	12cm	19.4cm	19.4	14.3

On opte pour des voiles d'épaisseur : **a = 20cm**

**b) Longueur minimal du voile:(vérification des exigences du RPA 99Art 7.7.1)**

Pour que les voiles puissent assurer une fonction de contreventement, leur longueurs L doit satisfaire la condition suivante : **Lmin ≥ 4a**

$$- 4a = 4 \times 20 = 80\text{cm}$$

On prend : **Lmin ≥ 100cm**

**4. Les poteaux :**

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour les poutres.

Les poteaux travaillent en flexion composée et seront pré-dimensionnés à l'état limite de service (l'ELS), en considérant un effort de compression simple  $N_s = G + Q$  qui devra être repris uniquement par le béton. La section du poteau est obtenue par la formule suivante :

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

Avec :

- **B** : section du poteau.
- **N<sub>s</sub>**: **G+Q** effort normal de compression à l'ELS

**G** : Charge permanente.

**Q** : charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des Charges.

- **σ<sub>bc</sub>**: contrainte admissible du béton à la compression :

$$\bullet \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

**Remarque :**

- L'effort normal « N<sub>s</sub> » sera déterminé à partir de la descente de charge. Donc on aura à déterminer d'abord les charges et les surcharges des différents niveaux du bâtiment.
- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions données par le RPA 99VERSION 2003

- Min (b, h)  $\geq 25$ cm.....en zone I et IIa
- Min (b, h)  $\geq 30$ cm.....en zone IIB et III
- Min (b, h)  $\geq h_e/20$
- $1/4 < b/h < 4$

### a) Détermination des charges et surcharges :

#### a-1) les charges permanentes G :

La charge permanente comprend non seulement le poids propre des éléments porteurs, mais aussi le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que : les plafonds, les enduits et les revêtements.

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et d'exploitation, on se réfère au document technique réglementaire (**DTR B.C.2.2**) .

#### → plancher terrasse inaccessible :

N°	Désignation de l'élément	L'épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravillon	0.05	17	0.85
2	Étanchéité multicouche	0.02	06	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane	/	0.01	0.01
5	Isolation thermique (liège)	0.05	04	0.2
6	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
7	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
<b>Charge permanente totale Gt = 5.72KN/m<sup>2</sup></b>				

**Tableau II-2 : Charges permanentes (G) revenant au plancher terrasse**

➔ Plancher d'étage courant :

N°	Désignation de l'élément	L'épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.03	20	0.6
3	Couche de sable	0.03	22	0.66
4	Dalle en corps creux	0.20	14	2.8
5	Cloison en brique creuse	0.10	9	0.9
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanente totale Gt = 5.60KN/m<sup>2</sup></b>				

**Tableau II-3 : Charges permanentes (G) revenant au plancher d'étage courant.**



**Figure II-3: Coupe transversale du plancher d'étage courant**



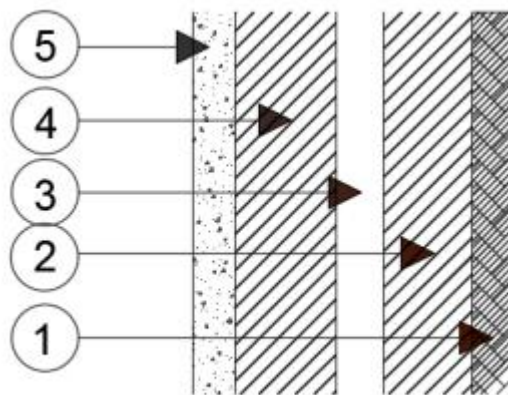
**Figure II-4: Coupe transversale du plancher terrasse**

## ❖ Maçonnerie :

## ➔ Murs extérieurs :

N°	Désignation de l'élément	L'épaisseur (m)	Poids volumique [ KN / m <sup>3</sup> ]	Poids surfacique [ KN / m <sup>2</sup> ]
1	Enduit ciment	0.02	22	0.44
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
3	Lame d'air	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.10	9	0.9
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanente totale Gt= 2.44KN/m<sup>2</sup></b>				

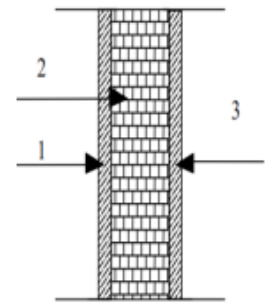
**Tableau II-4 : Charges permanentes (G) revenant aux murs extérieurs.**



**Figure II-5 : Coupe verticale d'un mur extérieur.**

→ Murs intérieurs :

N°	Désignation de l'élément	L'épaisseur (m)	Poids volumique [ KN / m <sup>3</sup> ]	Poids surfacique [ KN / m <sup>2</sup> ]
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanente totale Gt= 1.3 KN/m<sup>2</sup></b>				



**Tableau II-5 : Charges permanentes (G) revenant aux murs intérieurs.**

**Figure II-6 : Coupe verticale d'un mur intérieur.**

→ L'acrotère :

Calcul de son poids propre

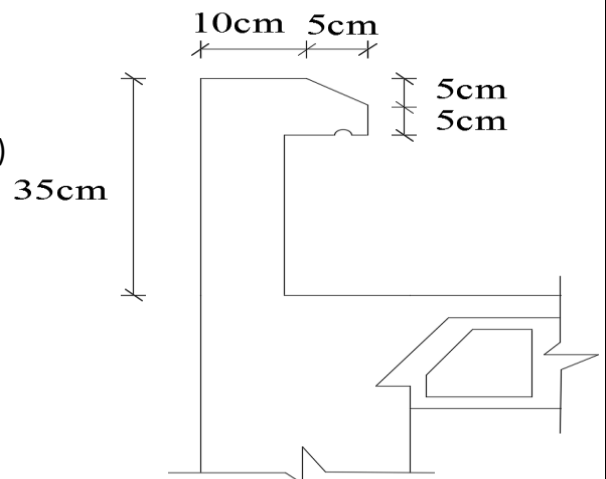
Avec :  $\rho=25 \text{ KN/m}^3$  (masse volumique du béton armé)

S : section longitudinale de l'acrotère

$$G = \rho \times s$$

$$G=25[(0.35 \times 0.1) + (0.05 \times 0.1) - (0.05 \times \frac{0.05}{2})]$$

$$G=0.9687 \text{ KN/ml}$$



**Figure II-7 : Coupe verticale de l'acrotère**

**a-2) Surcharges d'exploitation :**

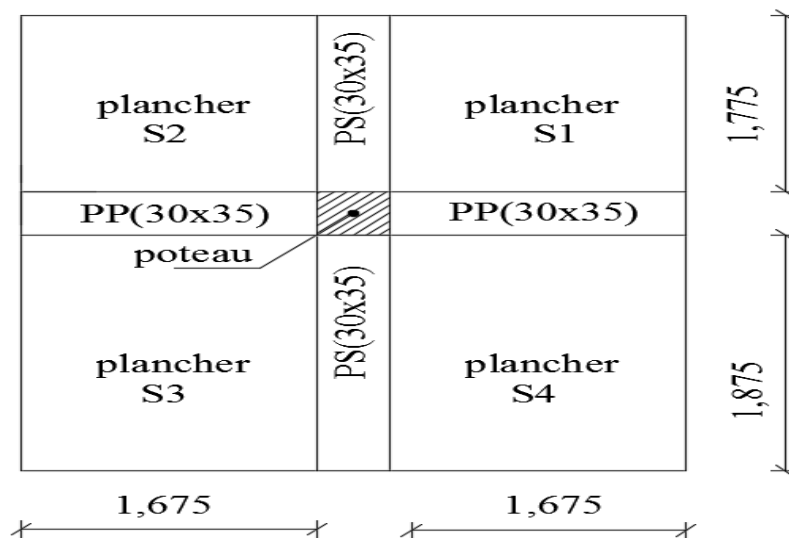
Le DTR B.C.2.2 nous donne les charges d'exploitation Q :

- Plancher terrasse inaccessible.....1KN/m<sup>2</sup>
- Plancher d'étage courant à usage d'habitation .....1.50 KN/m<sup>2</sup>
- Plancher de l'étage de service .....2.5 KN/m<sup>2</sup>
- Plancher RDC a usage commerciale .....3.5 KN/m<sup>2</sup>
- Balcon .....3.5 KN/m<sup>2</sup>

- Escalier .....2.5 KN/m<sup>2</sup>
- Acrotère .....1KN/ml

### b) Localisation du poteau le plus sollicité :

Dans notre cas nous avons quatre (04) poteaux qui sont plus sollicités que les autres,  
Pour parvenir au prédimensionnement des poteaux, nous avons choisi de calculer l'un des quatre poteaux.



**Figure II-8 : Surface d'influence**

s

Selon le RPA la section minimale des poteaux est de (25x25) cm<sup>2</sup> pour la zone IIa. On impose donc, cette section donnée par le règlement.

La surface d'influence :

Surface nette :

La surface revenante au poteau :

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_n = (1,675 \times 1,775) + (1,675 \times 1,775) + (1,875 \times 1,675) + (1,875 \times 1,675)$$

$$S_n = 2,97 + 2,97 + 3,14 + 3,14$$

$$\mathbf{S_n = 12,22 \text{ m}^2}$$

**c) Descente de charge :**

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure, depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

**c-1) Détermination du poids propre des éléments :**

Avec :  $\rho = 25\text{KN/m}^3$

➤ **Poids revenant au poteau le plus sollicité :**

plancher	Surface d'influence(m <sup>2</sup> )	Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )	Charges revenant Au poteau P(KN)
Terrasse	12,22	5,72	$P=S \times G=69,90$
Etage courants	12,22	5,60	$P=S \times G=68,43$

**Tableau II-8 : Charges permanentes des planchers**

➤ **Poids des poutres :**

Poutres	Charges permanentes des poutres P $G = b \times h \times L \times \rho$	Charges permanentes totales des poutres (KN) $P_{totale} = G_{pp} + G_{ps}$
Principales	$G_{pp} = (0,30 \times 0,35) \times 3,75 \times 25 = 8,78$	<b><math>P_{totale} = 17,59</math></b>
Secondaires	$G_{ps} = (0,30 \times 0,35) \times 3,35 \times 25 = 8,78$	

**Tableau II-9 : Charges permanentes des poutres**

➤ **Poids propre des poteaux :**

Pour calculer le poids des poteaux, nous avons fixé les dimensions des poteaux à (25x25) cm<sup>2</sup> qui est la section minimale donnée par le RPA pour la zone IIa.

Avec :  $\rho = 25\text{KN/m}^3$        $PP_{poteaux} = b \times h \times h_e \times \rho$  (KN)

- **Sous-sol** :  $P = 0,25 \times 0,25 \times 2,60 \times 25 = 4,062\text{KN}$
- **RDC** :  $P = 0,25 \times 0,25 \times 4,08 \times 25 = 6,375\text{KN}$
- **Etage de service** :  $P = 0,25 \times 0,25 \times 4,08 \times 25 = 6,375\text{KN}$
- **Étage courant** :  $P = 0,25 \times 0,25 \times 3,06 \times 25 = 4,781\text{KN}$

**c-2) Détermination des charges d'exploitation des éléments :**

- Plancher terrasse  $Q_0=1 \times 12,22=12,22$  KN
- Plancher d'étage courant  $Q_{\text{étages}}=1,5 \times 12,22=18,33$  KN
- Plancher RDC  $Q_{\text{RDC}}=2,5 \times 12,22=30,55$  KN
- Plancher sous-sol  $Q_{\text{sous-sol}}=3,5 \times 12,22=42,77$ KN

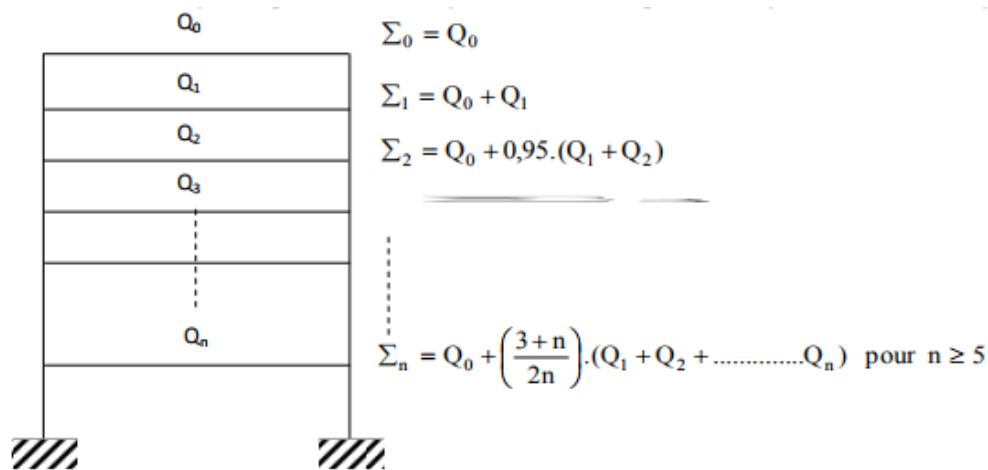
**c-3) Calcul des charges d'exploitation selon la loi de dégression :**

Le document technique réglementaire (DTR.B.C.2.2) nous impose une dégression des charges sur tous les planchers. Cette loi s'applique aux bâtiments élancés dont le nombre de niveau est supérieur à 5, ce qui est notre cas. La loi de dégression des surcharges est comme suite :

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

**Avec :**

- $Q_0$  : charge d'exploitation à la terrasse.
- $Q_i$  : charge d'exploitation de l'étage i.
- $n$  : numéro de l'étage du haut vers le bas.
- $Q_n$  : charge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.



<b>Niveaux</b>	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	S-sol
<b>Coeff</b>	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687	0.666

**Tableau II-10: Valeurs des coefficients de dégression des surcharges.**

- Terrasse=  $Q_0 = 12,12$  KN
- Niveaux 7 =  $Q_0 + Q_1 = 30,55$  KN
- Niveaux 6 =  $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 47,047$  KN
- Niveaux 5 =  $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 61,71$  KN
- Niveaux 4 =  $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 74,542$  KN
- Niveaux 3 =  $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 85,54$  KN
- Niveaux 2 =  $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 94,705$  KN
- Niveaux 1 =  $Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 103,735$  KN
- Niveaux RDC =  $Q_0 + 0,687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 121,357$  KN
- Niveaux s/sol =  $Q_0 + 0,666 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 146,505$  KN

Niveau	Charges permanentes (KN)					charges d'exploitation (KN)		Effort normal $N = G_c + Q_c$	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G totale	G cumulé	Q planchers	Q cumulé		Secti on trouver $s > \frac{N}{\sigma_{bc}}$	Sectio n adoptée
terrasse	69,90	17,59	4,781	92,271	92,271	12,22	12,12	104,391	69,594	(35x35)
7	68,43	17,59	4,781	90,801	180,883	18,33	30,55	211,43	140,953	(35x35)
6	68,43	17,59	4,781	90,801	271,684	18,33	47,047	318,731	212,486	(35x35)
5	68,43	17,59	4,781	90,801	362,485	18,33	61,71	424,195	282,796	(35x35)
4	68,43	17,59	4,781	90,801	453,286	18,33	74,542	517,928	345,285	(40x40)
3	68,43	17,59	4,781	90,801	544,087	18,33	85,54	629,627	419,746	(40x40)
2	68,43	17,59	4,781	90,801	634,888	18,33	94,705	729,585	486,399	(40x40)
1	68,43	17,59	6,375	92,395	727,283	18,33	103,735	831,018	554,012	(50x50)
RDC	68,43	17,59	6,375	92,395	819,678	30,55	121,357	941,035	627,356	(50x50)
s-sol	68,43	17,59	4,062	90,082	909,766	42,77	146,505	1056,265	704,176	(50x50)

**Tableau II-11 : Tableau récapitulatif de la descente des charges**

**d) Vérification :****✚ Vérifications relatives aux exigences du RPA :**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions données par le RPA 99 version 2003.

- Min (b1, h1) ≥ 25cm.....en zone I et IIa
- Min (b1, h1) ≥ 30cm.....en zone III et IIb
- Min (b1, h1) ≥ he/20
- $1,4 < \frac{b1}{h1} < 4$

Avec : b1 et h1 les dimensions des poteaux, he : hauteur d'étage

Niveaux	Section	Min(b1,h1)	Min(b1,h1)>25cm	he	Min(b1,h1) > $\frac{he}{20}$	$\frac{b1}{h1}$	$\frac{1}{4} < \frac{b1}{h1} < 4$
Terrasse	35x35	35	Ok	286	Ok	1	Ok
7	35x35	35	Ok	286	Ok	1	Ok
6	35x35	35	Ok	286	Ok	1	Ok
5	35x35	35	Ok	286	Ok	1	Ok
4	40x40	40	Ok	286	Ok	1	Ok
3	40x40	40	Ok	286	Ok	1	Ok
2	40x40	40	Ok	286	Ok	1	Ok
1	50x50	50	Ok	388	Ok	1	Ok
RDC	50x50	50	Ok	388	Ok	1	Ok
S-SOL	50x50	50	Ok	240	Ok	1	ok

**Tableau II-12 : Vérification relative au coffrage, (RPA99 version 2003 A .7.4.1).**

- Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur en une seule fois

**✚ Vérification de la résistance des poteaux au flambement :**

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

Cette condition doit être respectée, afin d'éviter tout risque de flambement du poteaux.  
**(BAEL 99 B.8.4.1).**

Avec :

- $\lambda$  : élancement du poteau.
- $L_f$  : longueur de flambement
- $L_f = 0.7 L_0$
- $L_0$  : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs
- $i$  : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{Avec : } I = \frac{bh^3}{12} = \text{Moment d'inertie de la section du poteau}$$

$B = bh$  = Section transversale du poteau

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{bh^3}{12}}}{bh} = \frac{0.7L_0\sqrt{12}}{h}$$

Niveaux	$L_0$ (m)	$L_f$ (m)	$B=b \times h$ (cm <sup>2</sup> )	$\lambda = \frac{0.7L_0\sqrt{12}}{h}$	Observation
Terrasse ;7 ;6 ;5	3,06	2,142	35x35	21,20	Pas de risque de flambement
4 ;3 ;2	3,06	2,142	40x40	18,55	Pas de risque de flambement
1 ; RDC	4,08	2,856	50x50	19,787	Pas de risque de flambement
S_SOL	2,60	1,82	50x50	12,093	Pas de risque de flambement

**Tableau II-13: les valeurs de  $\lambda$ .**

Les valeurs de  $\lambda$  sont inférieures à 50 donc il n'y a aucun risque de flambement.

### Conclusion

Les dimensions des différents éléments sont résumées dans le tableau II-14.

Éléments	Les dimensions (cm)	
Plancher	(16+4)	
Voiles	e=20	
Poutre principales	(30x35)	
Poutre secondaires	(30x35)	
Poteaux	Terrasse ; Etg7 ; Etg6 ; Etg5	(35x35)
	Etg4;Etg3 ; Etg2	(40x40)
	Etg1 ; RDC ; S-SOL	(55x55)

**Tableau II-14 : les dimensions des sections trouvées.**

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs.

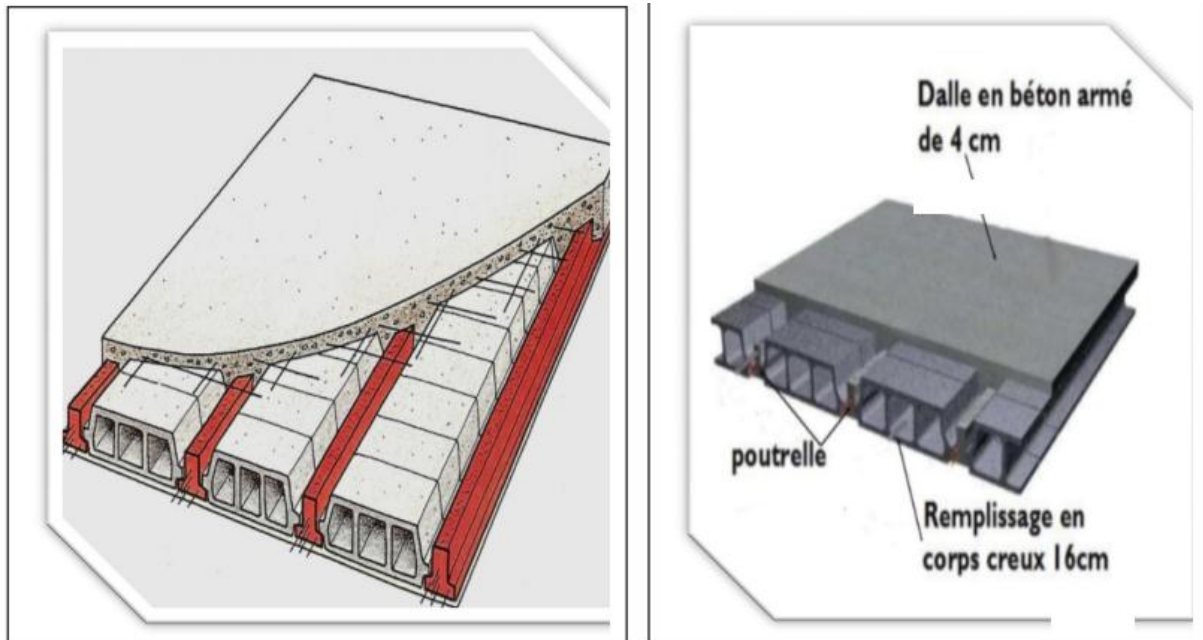
**Chapitre III :**  
**Calcul des éléments**  
**secondaires**

## ETUDE DU PLANCHER EN CORP CREUX.

### I-Introduction.

Notre projet est constitué de planchers en corps creux très communément employés dans les bâtiments d'habitation. Le plancher en corps creux est composé de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance, la distance entre axe des poutrelles est de 65cm et disposées dans le sens de la petite portée.
- Remplissage en corps creux, utilisés comme coffrage perdu et comme isolant.
- Une dalle de compression qui est coulée sur place, elle est armée d'un quadrillage d'acier (treillis soudé) de nuance (TLE 520) ayant comme fonction de :
  - ➔ limiter les risques de fissuration par retrait.
  - ➔ résistance sous l'effet des charges appliquées.
  - ➔ réaliser un effet de répartition des charges entre poutrelles voisines.



**Figure III.1.1 : Coupe verticale d'un plancher en corps creux.**

## II. ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au BAEL 91 (art B.6.8.423) :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles).
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures (poutrelles).

### 1. Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e} \quad \text{si } 50\text{cm} < L < 80\text{ cm}$$

Avec :  $L = 65\text{cm}$  ; distance entre axes des poutrelles.

$$\text{D'où } A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0,5\text{cm}^2 / \text{ml.}$$

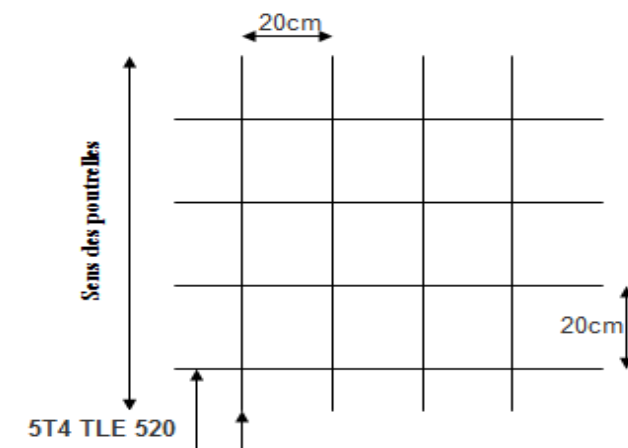
On adoptera  $A_{\perp} = 5T4 / \text{ml} = 0.63\text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement  $St=20\text{ cm}$ .

### 2. Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \quad \text{D'ou: } A_{//} \geq \frac{0.63}{2} = 0,315\text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

On adoptera :  $A_{//} = 5T4 / \text{ml} = 0.63\text{cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement  $St=20\text{ cm}$ .

**Conclusion :** nous adopterons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension  $(5 \times 5 \times 200 \times 200)\text{ mm}^2$



**Figure III.1.2 : Treillis soudés  
(200×200) mm<sup>2</sup>.**

### III. Étude de la poutrelle :

La poutrelle pré fabriquée est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension  $(12 \times 4) \text{ cm}^2$ .

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie. Elles sont calculées comme des poutres en T dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles. Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression :

#### 1). Après coulage et avant durcissement de la dalle de compression (section rectangulaire) :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion ; elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux et celui de la main d'œuvre.

- **Poids propre de la poutrelle :**

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

- **Poids du corps creux :**

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

- **Poids de la dalle de compression :**

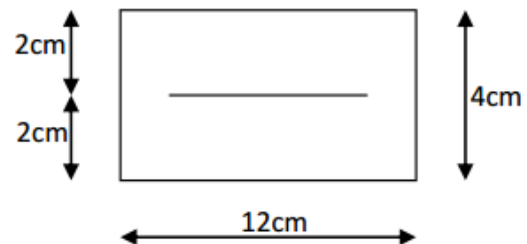
$$G_3 = 25(0,65 \times 0,5) = 8,125 \text{ KN/ml}$$

- **Poids total:**

$$G_{\text{tot}} = G_1 + G_2 + G_3 = 0,12 + 0,62 + 8,125 = 8,86 \text{ KN/ ml.}$$

- **Surcharge de l'ouvrier**

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



#### a)- Calcul à l'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable, en considérant la fissuration non préjudiciable.

- **Combinaison des charges :**

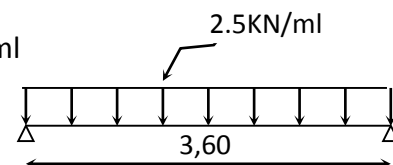
$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 8,86) + (1,5 \times 1) = 13,46 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul du moment en travée :**

$$M_t = q L^2 / 8 = 13,46 \times (3,60)^2 / 8 = 21,80 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de l'effort tranchant sur appuis :**

$$T = q L / 2 = 13,46 \times 3,60 / 2 = 24,23 \text{ KN}$$



**Figure III.1.3 : Schéma de calcul de la poutrelle.**

➤ **Calcul des armatures :**

$b=12\text{cm}$  ;  $c=2\text{cm}$  ;  $h=4\text{cm}$  ;  $d=h-c=4-2=2$  (d: hauteur utile).

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{b_u}} = \frac{24,23.10^3}{12.2^2.14.2} = 35,54 > 0,392$$

$\mu_b > \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$  Section doublement armée (S.D.A)

**Conclusion :**

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4cm, il est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaires afin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharge auxquelles elles sont soumises avant coulage. Ces étais sont en général distants de (80 à 120 cm).

**2). Après coulage de la dalle de compression :**

Dans ce cas, le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T ; avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis, partiellement encastrée à ses deux extrémités.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge «  $qu$  » uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges).

**a). Dimensionnement de la poutrelle (article A.4.1/B.A.E.L 91) :**

$b = 65\text{cm}$  : distance entre axe de deux poutrelles.

$h = (20+4)$  : hauteur du plancher en corps creux

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

$b_1$  : est le débord

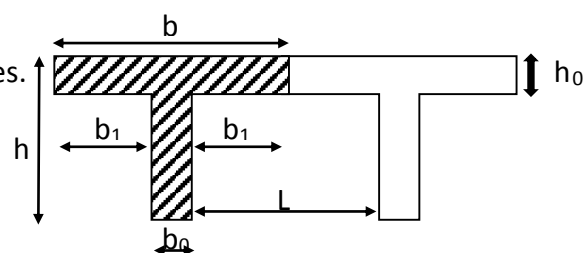
$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} ; 8h_0 \right\}$$

$L_0$  : Distance entre deux poutrelles

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

$L$  : Largeur de la plus grande travée ;  $L = 3,60\text{ m}$

D'où :  $b_1 \leq \min \{26,5; 36; 32\} \rightarrow b_1 = 25,5\text{cm}$



**Figure III.1.4 : section de la poutrelle.**

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

### 1) Poids du plancher :

#### ➤ Plancher étage courant :

$$\text{Charges permanentes : } G = 5,60 \times 0,65 = 3,64 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Charges d'exploitations : } Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$$

#### ➤ Plancher RDC (à usage local) :

$$\text{Charges permanentes : } G = 5,60 \times 0,65 = 3,64 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Charges d'exploitations : } Q = 3,5 \times 0,65 = 2,275 \text{ KN/ml}$$

#### ➤ Plancher étage de service (bureaux) :

$$\text{Charges permanentes : } G = 5,60 \times 0,65 = 3,64 \text{ KN/ml}$$

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

#### ➤ Plancher terrasse inaccessible :

$$\text{Charges permanentes : } G = 5,72 \times 0,65 = 3,718 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Charges d'exploitations : } Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$$

### 2) Combinaison de charges :

#### ➤ Plancher étage courant :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,64 + 1,5 \times 0,975 = 6,376 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = G + Q = 3,64 + 0,975 = 4,615 \text{ KN/ml}$$

#### ➤ Plancher terrasse inaccessible :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,64 + 1,5 \times 0,65 = 5,889 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = G + Q = 3,718 + 0,65 = 4,368 \text{ KN/ml}$$

#### ➤ Plancher étage de service (bureaux) :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,64 + 1,5 \times 1,625 = 7,351 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = G + Q = 3,64 + 1,625 = 5,265 \text{ KN/ml}$$

#### ➤ Plancher RDC (à usage local) :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,64 + 1,5 \times 2,275 = 8,326 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = G + Q = 3,64 + 2,275 = 5,915 \text{ KN/ml}$$

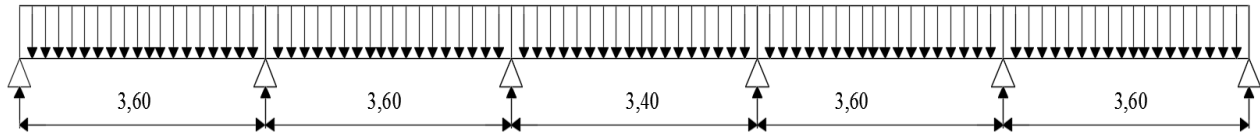
#### ❖ Remarque :

On remarque que le chargement du plancher RDC est le plus défavorable.  
Donc on l'utilisera pour le calcul du ferrailage.

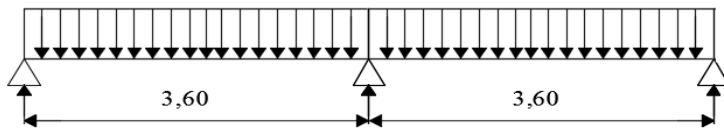
#### IV. Détermination des poutres à étudier :

Nous avons plusieurs poutres à étudier de travées et de nombres d'appuis différents.

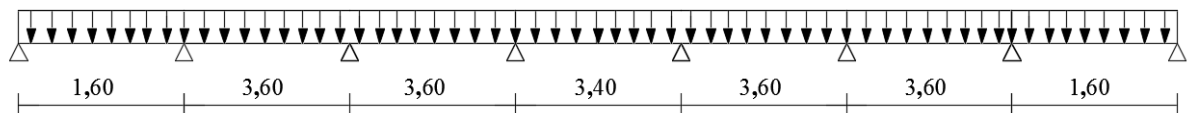
##### Poutre I :



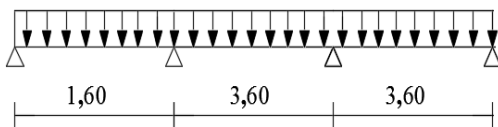
##### Poutre II :



##### Poutre III :



##### Poutre IV :



#### V. Choix de la méthode :

La détermination des efforts internes est effectuée à l'aide des méthodes usuelles tels que :

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

#### 1). Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire (article B.6.2,210/ BAEL 91 modifié 99) :

##### Hypothèse :

-la valeur de la surcharge respecte la condition suivante :

$$Q \leq 2G \text{ ou } 5 \text{ KN/m}^2$$

-la fissuration est non préjudiciable.

- le rapport de deux travées successives est compris entre 0.8 et 1.25.
- toutes les travées ont un même moment d'inertie.

- **Vérifications :**

- ❖ **Poutre I et II :**

- La valeur de la charge d'exploitation doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou à  $5 \text{ KN/m}^2$  :

$$Q \leq \{2G \text{ ou } 5 \text{ KN/m}^2\}$$

$$Q = 3.5 \text{ KN} < \{2 \times 5.60 = 11.20 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2\} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées  $\Rightarrow$  **Condition vérifiée**

- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

**Poutre I :**

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\left. \begin{array}{l} L1/L2=3.6/3.6=1 \\ L2/L3=3.6/3.4=1.05 \\ L3/L4=3.4/3.6=0.94 \\ L4/L5=3.6/3.6=1 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Poutre II :**

$$L1/L2=3.6/3.6=1 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable  $\Rightarrow$  **Condition vérifiée**

Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable pour les poutres I et II.

- ❖ **Poutres III et IV :**

- La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou  $5 \text{ KN/m}^2$  :

$$Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ KN/m}^2\}$$

$$Q = 3.5 \text{ KN} < \{2 \times 5.60 = 11.20 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2\} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées  $\rightleftarrows$  **Condition vérifiée**

- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

**Poutre III :**

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$L1/L2=1.6/3.6=0.44$$

$$L2/L3=3.6/3.6=1$$

$$L3/L4=3.6/3.4=1.05$$

$$L4/L5=3.4/3.6=1.05$$

$$L5/L6=3.6/3.6=1$$

$$L6/L7=3.6/1.6=2.25$$



**condition non vérifiée**

**Poutre IV :**

$$L1/L2=1.6/3.6=0.44$$

$$L2/L3=3.6/3.6=1$$



**condition non vérifiée**

Pour les poutres III et IV la méthode forfaitaire n'est pas applicable, nous allons donc appliquer la méthode des trois moments pour ces deux poutres.

## 2). Principe de la méthode forfaitaires :

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

## 3). Exposé de la méthode :

Le rapport ( $\alpha$ ) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation est défini comme suit :  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

$M_0$  : la valeur maximale du moment fléchissant

$$M_0 = \frac{qL^2}{8} \quad \text{dont L: longueur entre nus des appuis.}$$

$M_w$  : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;

$M_e$  : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;

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

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

- ✓  $M_t \geq \max\{1,05 M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- ✓  $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$  dans une travée intermédiaire
- ✓  $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$  dans une travée de rive

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

- $0,6 M_0$  pour une poutre à deux travées ;
- $0,5 M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- $0,4 M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Dans notre cas nous avons une poutre reposant sur (6) appuis

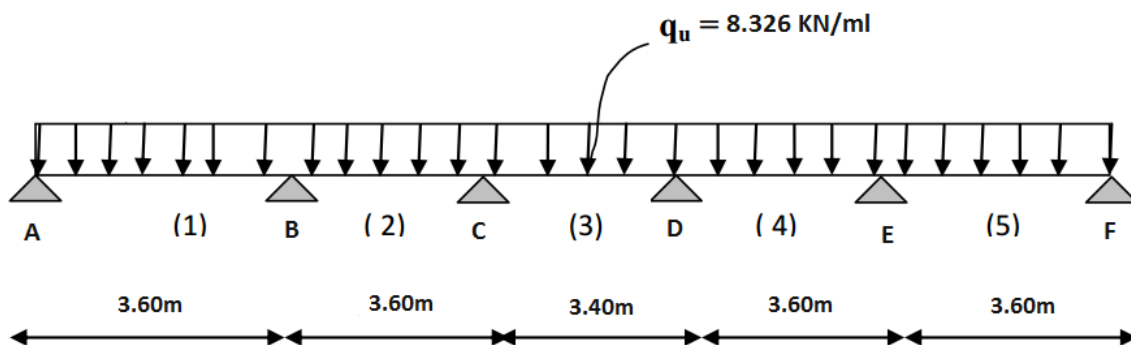


Figure III.1.5 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur six appuis.

**4). Application de la méthode pour poutre I et II :**

Calcul du rapport de charge  $\alpha$  :  $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{3.5}{3.5+5.60}$

$\alpha=0.384$  ;  $0 < \alpha < 2/3$ .....condition vérifiée.

 **Poutre I :**

**Calcul à l'ELU:**

➤ **Calcul des moments isostatique :**

**Travée AB :**  $L_{AB}=3,60\text{m}$

$$M_{01} = q_u L^2 / 8 = 8,326 (3,60)^2 / 8 = \mathbf{13,488 \text{ KN.m}}$$

**Travée BC :**  $L_{BC}=3,60\text{m}$

$$M_{02} = q_u L^2 / 8 = 8,326 (3,60)^2 / 8 = \mathbf{13,488 \text{ KN.m}}$$

**Travée CD :**  $L_{CD}=3,40\text{m}$

$$M_{03} = q_u L^2 / 8 = 8,326 (3,40)^2 / 8 = \mathbf{12,031 \text{ KN.m}}$$

**Travée DE :**  $L_{DE}=3,60 \text{ m}$

$$M_{04} = q_u L^2 / 8 = 8,326 (3,60)^2 / 8 = \mathbf{13,488 \text{ KN.m}}$$

**Travée EF:**  $L_{EF}=3,60\text{m}$

$$M_{05} = q_u L^2 / 8 = 8,326 (3,60)^2 / 8 = \mathbf{13,488 \text{ KN.m}}$$

➤ **Calcul des moments aux appuis :**

$$M_A = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 13,488 = \mathbf{4,046 \text{ KN.m}}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 13,488 = \mathbf{6,744 \text{ KN.m}}$$

$$M_C = 0,4 \max (M_{02}; M_{03}) = 0,4 \times 13,488 = \mathbf{5,395 \text{ KN.m}}$$

$$M_D = 0,4 \max (M_{03}; M_{04}) = 0,4 \times 13,488 = \mathbf{5,395 \text{ KN.m}}$$

$$M_E = 0,5 \max (M_{04}; M_{05}) = 0,5 \times 13,488 = \mathbf{6,744 \text{ KN.m}}$$

$$M_F = 0,3 M_{05} = 0,3 \times 13,488 = \mathbf{4,046 \text{ KN.m}}$$

• **Calcul des moments en travées :**

$$1 + 0,3 \alpha = 1,115$$

$$(1 + 0,3 \alpha) / 2 = (1 + 0,3 \times 0,308) / 2 = 0,558$$

$$(1,2 + 0,3 \alpha) / 2 = (1,2 + 0,3 \times 0,308) / 2 = 0,658$$

➤ **Etude de la travée AB : (travée de rive)**

$$M_t^{AB} \geq \text{Max} [ 1,05M_{01} ; (1+0,3 \alpha )M_{01} ] - \frac{(MA + MB)}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq \text{Max} [ 14,162 ; 15,039 ] - \frac{(4,046 + 6,744)}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq 15,039 - 5,395 = 9,644 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{(1,2+0,3 \alpha)}{2} M_{01} = \frac{1,2+(0,3 \times 0,384)}{2} \times 13,488 = 8,870 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{AB} = 9,644 \text{ KN.m}$

➤ **Etude de la travée BC (travée intermédiaire) :**

$$M_t^{BC} \geq \text{Max} [ 1,05M_{02} ; (1+0,3 \alpha )M_{02} ] - \frac{(MB + MC)}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq \text{Max} [ 14,162 ; 15,039 ] - \frac{(6,744 + 5,395)}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq 15,039 - 6,069 = 8,97 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{(1+0,3 \alpha)}{2} M_{02} = \frac{1+(0,3 \times 0,384)}{2} \times 13,488 = 7,526 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{BC} = 8,97 \text{ KN.m}$

➤ **Etude de la travée CD (travée intermédiaire) :**

$$M_t^{CD} \geq \text{Max} [ 1,05M_{03} ; (1+0,3 \alpha )M_{03} ] - \frac{(MC + MD)}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq \text{Max} [ 12,632 ; 13,416 ] - \frac{(5,395+5,395)}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq 13,416 - 5,395 = 8,021 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{(1+0,3 \alpha)}{2} M_{03} = \frac{1+(0,3 \times 0,384)}{2} \times 12,031 = 6,713 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{CD} = 8,021 \text{ KN.m}$

➤ **Etude de la travée DE (travée intermédiaire) :**

$$M_t^{DE} \geq \text{Max} [ 1,05M_{04} ; (1+0,3 \alpha )M_{04} ] - \frac{(MD + ME)}{2}$$

$$M_t^{DE} \geq \text{Max} [ 14,162 ; 15,039 ] - \frac{(5,395+6,744)}{2}$$

$$M_t^{DE} \geq 15,039 - 6,069 = 8,97 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{DE} \geq \frac{(1+0,3 \alpha)}{2} M_{04} = \frac{1+(0,3 \times 0,384)}{2} \times 13,488 = 7,526 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{DE} = 8,97 \text{ KN.m}$

➤ **Etude de la travée EF (de rive) :**

$$M_t^{EF} \geq \text{Max} [ 1,05M_{05} ; (1+0,3 \alpha )M_{05} ] - \frac{(ME + MF)}{2}$$

$$M_t^{EF} \geq \text{Max} [ 14,162 ; 15,039 ] - \frac{(6,744+4,046)}{2}$$

$$M_t^{EF} \geq 15,039 - 5,395 = 9,644 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{EF} \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_{05} = \frac{1,2+(0,3 \times 0,384)}{2} \times 13,488 = 8,875 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : } M_t^{DE} = 9,644 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des efforts tranchants:**

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$T_w = \frac{q_u \times L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$T_E = -\frac{q_u \times L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{AB}}$$

**Travée AB :**

$$T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}}$$

$$T_A = \frac{8,326 \times 3,60}{2} + \frac{[(-6,744) - (-4,046)]}{3,60} = 14,237 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{-q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}}$$

$$T_B = \frac{-8,326 \times 3,60}{2} + \frac{[(-6,744) - (-4,046)]}{3,60} = -15,736 \text{ KN}$$

**Travée BC :**

$$T_B = \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}}$$

$$T_B = \frac{8,326 \times 3,6}{2} + \frac{[(-5,395) - (-6,744)]}{3,6} = 15,361 \text{ KN}$$

$$T_C = -\frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}}$$

$$T_C = \frac{-8,326 \times 3,6}{2} + \frac{[(-5,395) - (-6,744)]}{3,6} = -14,612 \text{ KN}$$

**Travée CD :**

$$T_C = \frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}}$$

$$T_C = \frac{8,326 \times 3,4}{2} + \frac{[(-5,395) - (-5,395)]}{3,4} = 14,154 \text{ KN}$$

$$T_D = -\frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}}$$

$$T_D = \frac{-8,66 \times 3,40}{2} + \frac{[(-5,395) - (-5,395)]}{3,40} = -14,154 \text{ KN}$$

**Travée DE :**

$$T_D = \frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}}$$

$$T_D = \frac{8,326 \times 3,6}{2} + \frac{[(-6,744) - (-5,395)]}{3,6} = 14,987 \text{ KN}$$

$$T_E = -\frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}}$$

$$T_E = \frac{-8,326 \times 3,6}{2} + \frac{[(-6,744) - (-5,395)]}{3,6} = -15,361 \text{ KN}$$

**Travée EF :**

$$T_E = \frac{q_u \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}}$$

$$T_E = \frac{8,326 \times 3,6}{2} + \frac{[(-4,046) - (-6,744)]}{3,6} = 15,736 \text{ KN}$$

$$T_F = -\frac{q_u \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}}$$

$$T_F = \frac{-8,326 \times 3,6}{2} + \frac{[(-4,046) - (-6,744)]}{3,6} = -14,237 \text{ KN}$$

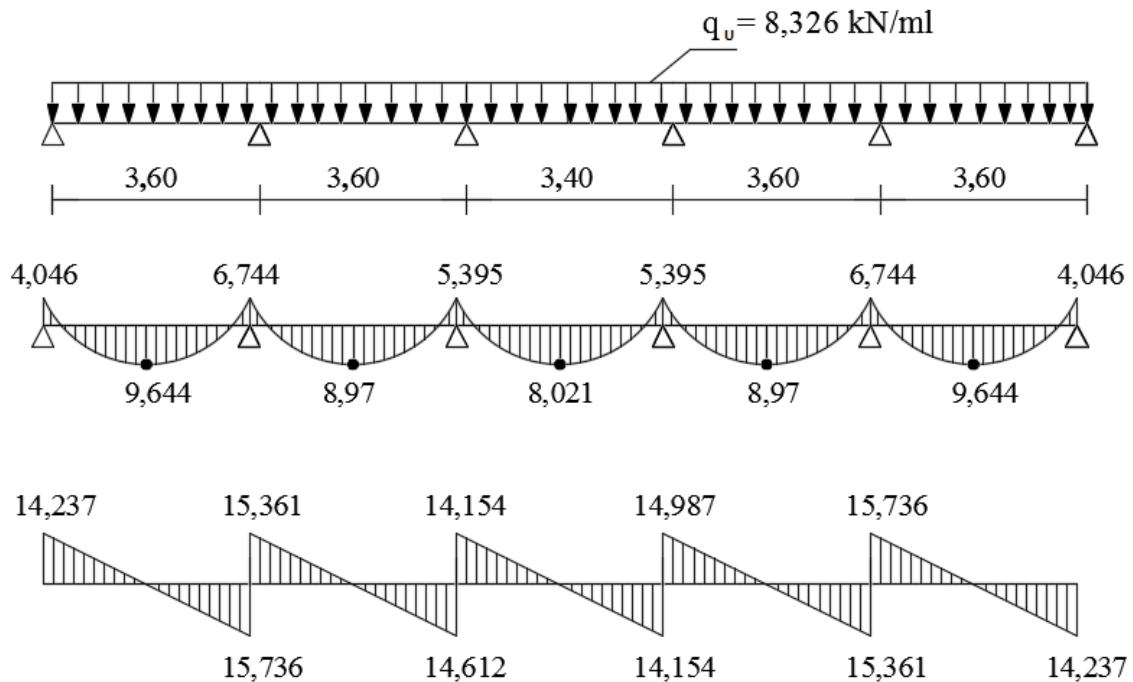


Figure III-1-6 : diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU (poutre I).

**Calcul à l'ELS :**

$$q_s = G + Q = 5,915 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul des moments isostatique :**

**Travée AB :**  $L_{AB}=3,60\text{m}$

$$M_{01} = q_s L^2 / 8 = 5,915 (3,60)^2 / 8 = \mathbf{9,582 \text{ KN.m}}$$

**Travée BC :**  $L_{BC}=3,60\text{m}$

$$M_{02} = q_s L^2 / 8 = 5,915 (3,60)^2 / 8 = \mathbf{9,582 \text{ KN.m}}$$

**Travée CD :**  $L_{CD}=3,40\text{m}$

$$M_{03} = q_s L^2 / 8 = 5,915 (3,40)^2 / 8 = \mathbf{8,547 \text{ KN.m}}$$

**Travée DE :**  $L_{DE}=3,60 \text{ m}$

$$M_{04} = q_s L^2 / 8 = 5,915 (3,60)^2 / 8 = \mathbf{9,582 \text{ KN.m}}$$

**Travée EF:**  $L_{EF}=3,60\text{m}$

$$M_{05} = q_s L^2 / 8 = 5,915 (3,60)^2 / 8 = \mathbf{9,582 \text{ KN.m}}$$

➤ **Calcul des moments aux appuis :**

$$M_A = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 9,582 = \mathbf{2,875 \text{ KN.m}}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 9,582 = \mathbf{4,791 \text{ KN.m}}$$

$$M_C = 0,4 \max (M_{02}; M_{03}) = 0,4 \times 9,582 = \mathbf{3,832 \text{ KN.m}}$$

$$M_D = 0,4 \max (M_{03}; M_{04}) = 0,4 \times 9,582 = \mathbf{3,832 \text{ KN.m}}$$

$$M_E = 0,5 \max (M_{04}; M_{05}) = 0,5 \times 9,582 = \mathbf{4,791 \text{ KN.m}}$$

$$M_F = 0,3 M_{05} = 0,3 \times 9,582 = \mathbf{2,875 \text{ KN.m}}$$

• **Calcul des moments en travées :**

$$1 + 0,3 \alpha = 1,115$$

$$(1 + 0,3 \alpha) / 2 = (1 + 0,3 \times 0,308) / 2 = 0,558$$

$$(1,2 + 0,3 \alpha) / 2 = (1,2 + 0,3 \times 0,308) / 2 = 0,658$$

➤ **Etude de la travée AB : (travée de rive)**

$$M_t^{AB} \geq \max [ 1,05 M_{01} ; (1 + 0,3 \alpha) M_{01} ] - \frac{(M_A + M_B)}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq \max [ 10,061 ; 10,684 ] - \frac{(2,875 + 4,791)}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq 10,684 - 3,833 = 6,851 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{(1,2 + 0,3 \alpha)}{2} M_{01} = \frac{1,2 + (0,3 \times 0,308)}{2} \times 9,582 = 6,305 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : } M_t^{AB} = 6,851 \text{ KN.m}$$

➤ **Etude de la travée BC** (travée intermédiaire) :

$$M_t^{BC} \geq \text{Max} [ 1,05M_{02} ; (1+0,3 \alpha )M_{02} ] - \frac{(MB + MC)}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq \text{Max} [ 10,061 ; 10,684 ] - \frac{(4,791 + 3,832)}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq 10,684 - 4,311 = 6,372 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{(1+0,3 \alpha)}{2} M_{02} = \frac{1+(0,3 \times 0,384)}{2} \times 9,582 = 5,347 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{BC} = 6,372 \text{ KN.m}$

➤ **Etude de la travée CD** (travée intermédiaire) :

$$M_t^{CD} \geq \text{Max} [ 1,05M_{03} ; (1+0,3 \alpha )M_{03} ] - \frac{(MC + MD)}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq \text{Max} [ 8,974 ; 9,530 ] - \frac{(3,832+3,832)}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq 9,530 - 3,832 = 5,698 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{(1+0,3 \alpha)}{2} M_{03} = \frac{1+(0,3 \times 0,384)}{2} \times 8,547 = 4,769 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{CD} = 5,698 \text{ KN.m}$

➤ **Etude de la travée DE** (travée intermédiaire) :

$$M_t^{DE} \geq \text{Max} [ 1,05M_{04} ; (1+0,3 \alpha )M_{04} ] - \frac{(MD + ME)}{2}$$

$$M_t^{DE} \geq \text{Max} [ 10,061 ; 10,684 ] - \frac{(3,832+4,791)}{2}$$

$$M_t^{DE} \geq 10,684 - 4,311 = 6,372 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{DE} \geq \frac{(1+0,3 \alpha)}{2} M_{04} = \frac{1+(0,3 \times 0,384)}{2} \times 9,582 = 5,347 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{DE} = 6,372 \text{ KN.m}$

➤ **Etude de la travée EF** (travée intermédiaire) :

$$M_t^{EF} \geq \text{Max} [ 1,05M_{05} ; (1+0,3 \alpha )M_{05} ] - \frac{(ME + MF)}{2}$$

$$M_t^{EF} \geq \text{Max} [ 10,061 ; 10,684 ] - \frac{(4,791+2,875)}{2}$$

$$M_t^{EF} \geq 10,684 - 3,833 = 6,851 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{EF} \geq \frac{(1,2+0,3 \alpha)}{2} M_{05} = \frac{1,2+(0,3 \times 0,384)}{2} \times 9,582 = 6,305 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{DE} = 6,851 \text{ KN.m}$

- **Calcul des efforts tranchants:**

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$T_w = \frac{q_s \times L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$T_E = -\frac{q_s \times L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{AB}}$$

**Travée AB :**

$$T_A = \frac{q_s \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}}$$

$$T_A = \frac{5,915 \times 3,60}{2} + \frac{[(-4,791) - (-2,875)]}{3,60} = 8,731 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{-q_s \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}}$$

$$T_B = \frac{-5,915 \times 3,60}{2} + \frac{[(-4,791) - (-2,875)]}{3,60} = -12,563 \text{ KN}$$

**Travée BC :**

$$T_B = \frac{q_s \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}}$$

$$T_B = \frac{5,915 \times 3,6}{2} + \frac{[(-3,832) - (-4,791)]}{3,6} = 10,913 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{-q_s \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}}$$

$$T_C = \frac{-5,915 \times 3,6}{2} + \frac{[(-3,832) - (-4,791)]}{3,6} = -10,381 \text{ KN}$$

**Travée CD :**

$$T_C = \frac{q_s \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}}$$

$$T_C = \frac{5,915 \times 3,4}{2} + \frac{[(-3,832) - (-3,832)]}{3,4} = 10,055 \text{ KN}$$

$$T_D = \frac{-q_s \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}}$$

$$T_D = \frac{-5,915 \times 3,40}{2} + \frac{[(-3,832) - (-3,832)]}{3,40} = -10,055 \text{ KN}$$

**Travée DE :**

$$T_D = \frac{q_s \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}}$$

$$T_D = \frac{5,915 \times 3,6}{2} + \frac{[(-4,791) - (-3,832)]}{3,6} = 10,380 \text{ KN}$$

$$T_E = \frac{-q_s \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}}$$

$$T_E = \frac{-5,915 \times 3,6}{2} + \frac{[(-4,791) - (-3,832)]}{3,6} = -10,913 \text{ KN}$$

**Travée EF :**

$$T_E = \frac{q_s \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}}$$

$$T_E = \frac{5,915 \times 3,6}{2} + \frac{[(-2,875) - (-4,791)]}{3,6} = 11,179 \text{ KN}$$

$$T_F = \frac{-q_s \times L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}}$$

$$T_F = \frac{-5,915 \times 3,6}{2} + \frac{[(-2,875) - (-4,791)]}{3,6} = -10,115 \text{ KN}$$

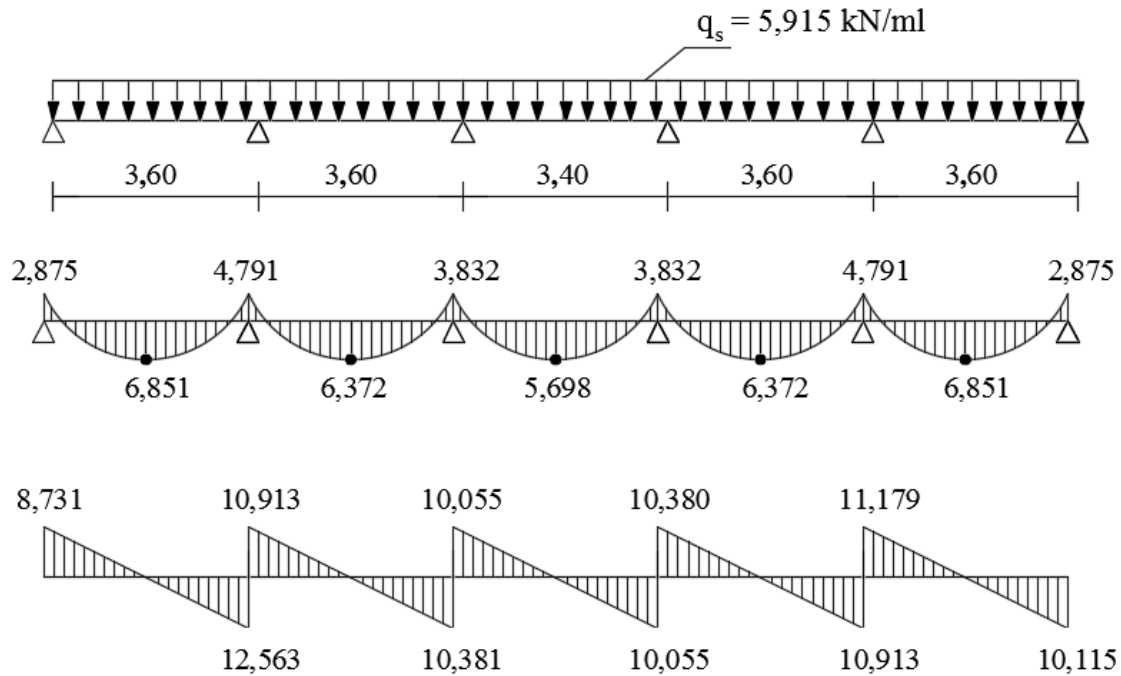


Figure III-1-7 : diagramme des moments et des efforts tranchant à l'ELS (poutre I).

#### 🚧 Poutre II :

##### Calcul à l'ELU :

Travée AB :  $L_{AB} = 3,60 \text{ m}$

$$M_{01} = q_u L^2 / 8 = 8,326 (3,60)^2 / 8 = 13,488 \text{ KN.m}$$

Travée BC :  $L_{BC} = 3,60 \text{ m}$

$$M_{02} = q_u L^2 / 8 = 8,326 (3,60)^2 / 8 = 13,488 \text{ KN.m}$$

##### ➤ Calcul des moments aux appuis :

$$M_A = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 13,488 = 4,046 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 \max (M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 13,488 = 8,093 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,3 \max (M_{02}; M_{03}) = 0,4 \times 13,488 = 4,046 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments en travées :**

➤ **Etude de la travée AB :** (travée de rive)

$$M_t^{AB} \geq \text{Max} [ 1,05M_{01} ; (1+0,3 \alpha )M_{01} ] - \frac{(MA + MB)}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq \text{Max} [ 14,162 ; 15,039 ] - \frac{(4,046 + 8,93)}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq 15,039 - 6,488 = 8,97 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{(1,2+0,3 \alpha)}{2} M_{01} = \frac{1,2+(0,3 \times 0,384)}{2} \times 13,488 = 8,870 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{AB} = 8,97 \text{ KN.m}$

➤ **Etude de la travée BC** (travée de rive) :

$$M_t^{BC} \geq \text{Max} [ 1,05M_{02} ; (1+0,3 \alpha )M_{02} ] - \frac{(MB + MC)}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq \text{Max} [ 14,162 ; 15,039 ] - \frac{(8,093 + 4,046)}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq 15,039 - 6,069 = 8,97 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{(1+0,3 \alpha)}{2} M_{02} = \frac{1+(0,3 \times 0,384)}{2} \times 13,488 = 7,526 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{BC} = 8,97 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des efforts tranchants:**

**Travée AB :**

$$T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}}$$

$$T_A = \frac{8,326 \times 3,60}{2} + \frac{[(-8,093) - (-4,046)]}{3,60} = 13,863 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{-q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}}$$

$$T_B = \frac{-8,326 \times 3,60}{2} + \frac{[(-8,093) - (-4,046)]}{3,60} = -16,111 \text{ KN}$$

**Travée BC :**

$$T_B = \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}}$$

$$T_B = \frac{8,326 \times 3,6}{2} + \frac{[(-4,046) - (-8,093)]}{3,6} = 16,111 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{-q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}}$$

$$T_C = \frac{-8,326 \times 3,6}{2} + \frac{[(-4,046) - (-8,093)]}{3,6} = -13,863 \text{ KN}$$

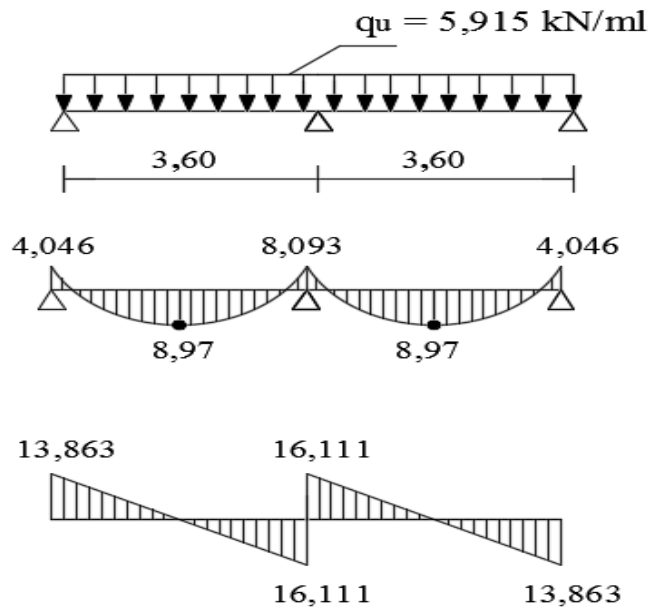


Figure III-1-8 : diagramme des moments et des efforts tranchant à l'ELU (poutre II).

Calcul à l'ELS:

$$q_s = G + Q = 5,915 \text{ KN/ml}$$

➤ Calcul des moments isostatique :

Travée AB :  $L_{AB} = 3,60 \text{ m}$

$$M_{01} = q_s L^2 / 8 = 5,915 (3,60)^2 / 8 = 9,582 \text{ KN.m}$$

Travée BC :  $L_{BC} = 3,60 \text{ m}$

$$M_{02} = q_s L^2 / 8 = 5,915 (3,60)^2 / 8 = 9,582 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des moments aux appuis :

$$M_A = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 9,582 = 2,875 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 \max (M_{01}; M_{02}) = 0,6 \times 9,582 = 5,749 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,3 \max (M_{02}; M_{03}) = 0,4 \times 9,582 = 2,875 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des moments en travées :

➤ Etude de la travée AB : (travée de rive)

$$M_t^{AB} \geq \max [ 1,05 M_{01} ; (1 + 0,3 \alpha) M_{01} ] - \frac{(M_A + M_B)}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq \text{Max} [ 10,061 ; 10,684 ] - \frac{(2,875 + 5,749)}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq 10,684 - 4,312 = 6,372 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_{01} = \frac{1,2+(0,3 \times 0,384)}{2} \times 9,582 = 6,305 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{AB} = 6,372 \text{ KN.m}$

➤ **Etude de la travée BC (travée de rive) :**

$$M_t^{BC} \geq \text{Max} [ 1,05M_{02} ; (1+0,3\alpha)M_{02} ] - \frac{(M_B + M_C)}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq \text{Max} [ 10,061 ; 10,684 ] - \frac{(5,749 + 2,875)}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq 10,684 - 4,312 = 6,372 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_{01} = \frac{1,2+(0,3 \times 0,384)}{2} \times 9,582 = 6,305 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_t^{BC} = 6,372 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des efforts tranchants:**

**Travée AB :**

$$T_A = \frac{q_s \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}}$$

$$T_A = \frac{5,915 \times 3,60}{2} + \frac{[(-5,749) - (-2,875)]}{3,60} = 9,849 \text{ KN}$$

$$T_B = \frac{-q_s \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}}$$

$$T_B = \frac{-5,915 \times 3,60}{2} + \frac{[(-5,749) - (-2,875)]}{3,60} = -11,445 \text{ KN}$$

**Travée BC :**

$$T_B = \frac{q_s \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}}$$

$$T_B = \frac{5,915 \times 3,6}{2} + \frac{[(-2,875) - (-5,749)]}{3,6} = 11,445 \text{ KN}$$

$$T_C = \frac{-q_s \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}}$$

$$T_C = \frac{-5,915 \times 3,6}{2} + \frac{[(-2,875) - (-5,749)]}{3,6} = -9,849 \text{ KN}$$

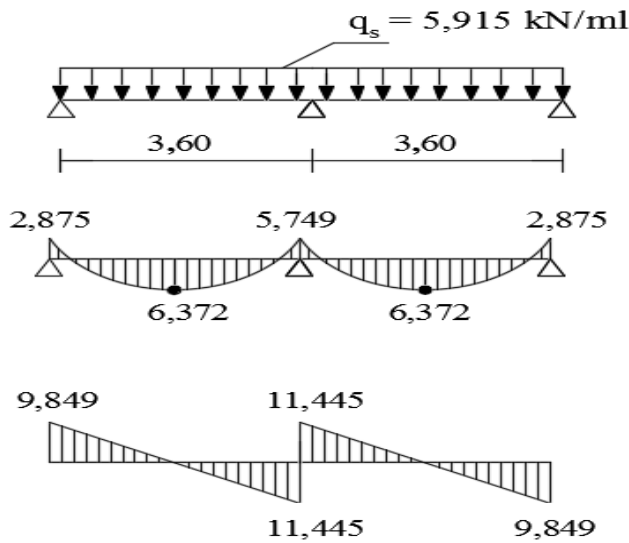


Figure III-1-9 : diagramme des moments et des efforts tranchant à l'ELS (poutre II).

### 5). PRINCIPE DE LA METHODE DES TROIS MOMENTS :

Considérons trois appuis successifs d'une poutre continue quelconque, ainsi composant un système de base. En coupant la poutre au niveau de chaque appui, on obtient ainsi comme système de base, une succession de poutres isostatiques de longueurs respectives  $L_i$  et  $L_{i+1}$  allant de gauche à droite, comme le montre la figure suivante :

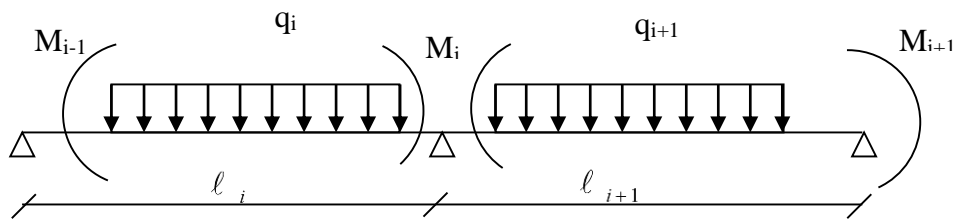


Figure III.1.10 : schéma de calcul par la méthode des trois moments.

Les liaisons coupées seront remplacées par des moments fléchissants facilement déterminables à l'aide de l'équation suivantes dite équation des trois moments :

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

Les autres efforts seront déterminés à l'aide des équations suivantes :

- **Moments en travée :**

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

La position du point qui nous donne le moment max en travée est :

$$x = \frac{1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

➤ **Les efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont donnés par la formule :

$$T_u(x) = \frac{q_u l_i}{2} - q_u x + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

## 6). Application de la méthode pour les poutres III et IV :

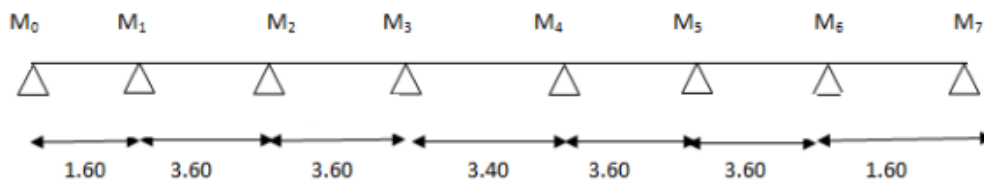
🚦 **Poutre III :**

Calcul a L'ELU :

$$q_u = 8.326 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul des moments sur appuis :**

Par symétrie nous avons :  $M_0 = M_7$ ;  $M_1 = M_6$  ;  $M_2 = M_5$  ;  $M_3 = M_4$



$$\text{Pour } i=0 \dots\dots\dots 3,2 M_0 + 1,6 M_1 = -8,525 \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{Pour } i=1 \dots\dots\dots 1,6 M_0 + 10,4 M_1 + 3,6 M_2 = -105,64 \dots\dots\dots (2)$$

$$\text{Pour } i=2 \dots\dots\dots 3,6 M_1 + 14,4 M_2 + 3,6 M_3 = -194,229 \dots\dots\dots (3)$$

$$\text{Pour } i=3 \dots\dots\dots 3,6 M_2 + 14 M_3 + 3,4 M_4 = -178,925 \dots\dots\dots (4)$$

$$\text{Pour } i=4 \dots\dots\dots 3,4 M_3 + 14 M_4 + 3,4 M_5 = -178,925 \dots\dots\dots (5)$$

$$\text{Pour } i=5 \dots\dots\dots 3,6 M_4 + 14,4 M_5 + 3,6 M_6 = -194,229 \dots\dots\dots (6)$$

$$\text{Pour } i=6 \dots\dots\dots 3,6 M_5 + 10,4 M_6 + 1,6 M_7 = -105,64 \dots\dots\dots (7)$$

$$\text{Pour } i=7 \dots\dots\dots 1,6 M_6 + 3,2 M_7 = -8,525 \dots\dots\dots (8)$$

La résolution du système nous donne :

$$M_0 = -0,799 \text{ KN.ml} \quad M_1 = -6,928 \text{ KN.ml} \quad M_2 = -9,687 \text{ KN.ml} \quad M_3 = -8,279 \text{ KN.ml}$$

$$M_4 = -8,279 \text{ KN.ml} \quad M_5 = -9,687 \text{ KN.ml} \quad M_6 = -6,928 \text{ KN.ml} \quad M_7 = -0,799 \text{ KN.ml}$$

➤ **Calcul des moments en travée:**

Le moment en travée est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

$x$  : la position du point dont le moment est maximale.

$$x = \frac{1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

Appliquons les formules précédentes pour toutes les travées :

**Tableau III.1.1 : Calcul des moments en travées.**

Travées	L (m)	$q_u$ (KN/m)	$M_i$ (KN.m)	$M_{i+1}$ (KN.m)	X (m)	$M_t(x)$ (KN.m)
0-1	1,6	8,326	-0,799	-6,928	0,34	-0,315
1-2	3,6	8,326	-6,928	-9,687	1,70	5,214
2-3	3,6	8,326	-9,687	-8,279	1,84	4,531
3-4	3,4	8,326	-8,279	-8,279	1,69	3,695
4-5	3,6	8,326	-8,279	-9,687	1,75	4,454
5-6	3,6	8,326	-9,687	-6,928	1,89	5,231
6-7	1,6	8,326	-6,928	-0,799	1,26	-0,322

### Remarque

Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, il faut effectuer les corrections suivantes :

- ❖ Augmentation de 1/3 pour le moment en travée.
  - ❖ Diminution de 1/3 pour le moment aux appuis.
- ✓ Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis :

On aura aux appuis les résultats suivants :

$$M_0 = -0,533 \text{ KN.m} \quad M_1 = -4,618 \text{ KN.m} \quad M_2 = -6,458 \text{ KN.m} \quad M_3 = -5,519 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -5,519 \text{ KN.m} \quad M_5 = -6,458 \text{ KN.m} \quad M_6 = -4,618 \text{ KN.m} \quad M_7 = -0,53 \text{ KN.m}$$

- ✓ Augmentation de 1/3 pour les moments en travée :

On aura aux travées les résultats suivants :

$$M_{t1} = -0,420 \text{ KN.m} \quad M_{t2} = 6,952 \text{ KN.m} \quad M_{t3} = 6,041 \text{ KN.m} \quad M_{t4} = 4,926 \text{ KN.m}$$

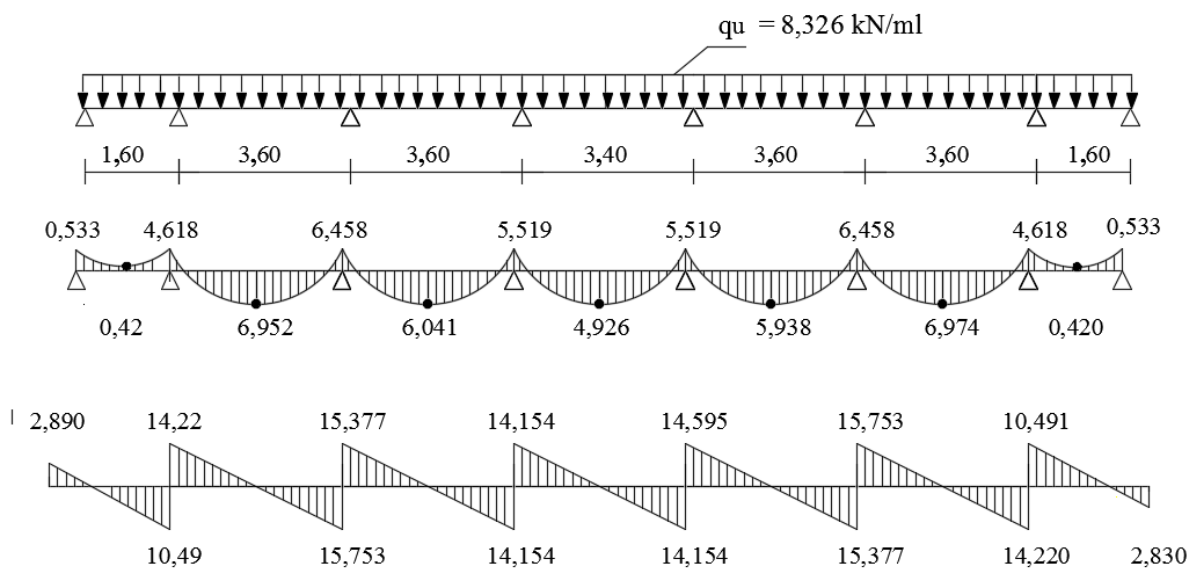
$$M_{t5} = 5,938 \text{ KN.m} \quad M_{t6} = 6,974 \text{ KN.m} \quad M_{t7} = -0,420 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

Au niveau d'un appui « i »,  $V(x) = \frac{q \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$

Au niveau d'un appui « i+1 »,  $V(x) = -\frac{q \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$

Travée (0,1) :	$\begin{cases} T_w = 2,890 \text{ KN} \\ T_e = -10,491 \text{ N} \end{cases}$	Travée (4,5) :	$\begin{cases} T_w = 14,595 \text{ KN} \\ T_e = -15,377 \text{ KN} \end{cases}$
Travée (1,2) :	$\begin{cases} T_w = 14,22 \text{ KN} \\ T_e = -15,753 \text{ KN} \end{cases}$	Travée (5,6) :	$\begin{cases} T_w = 15,753 \text{ KN} \\ T_e = -14,220 \text{ KN} \end{cases}$
Travée (2,3) :	$\begin{cases} T_w = 15,377 \text{ KN} \\ T_e = -14,597 \text{ KN} \end{cases}$	Travée (6,7) :	$\begin{cases} T_w = 10,491 \text{ KN} \\ T_e = -2,830 \text{ KN} \end{cases}$
Travée (3,4) :	$\begin{cases} T_w = 14,154 \text{ KN} \\ T_e = -14,154 \text{ KN} \end{cases}$		



**Figure III-1-11 : diagramme des moments et des efforts tranchant à l'ELU (poutre III).**

**Calcul à L'ELS:**

$q_s = 5.915 \text{ Kn/ml}$

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées, pour obtenir les valeurs des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient  $q_s/q_u$ .

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5,915}{8,326} = 0,71$$

**En appui**

- $M_0 = -0,533 \times 0,71 = -0,378 \text{ KN.m}$
- $M_1 = -4,618 \times 0,71 = -3,279 \text{ KN.m}$
- $M_2 = -6,458 \times 0,71 = -4,585 \text{ KN.m}$
- $M_3 = -5,519 \times 0,71 = -3,918 \text{ KN.m}$
- $M_4 = -5,519 \times 0,71 = -3,918 \text{ KN.m}$
- $M_5 = -6,458 \times 0,71 = -4,585 \text{ KN.m}$
- $M_6 = -4,618 \times 0,71 = -3,279 \text{ KN.m}$
- $M_7 = -0,533 \times 0,71 = -0,378 \text{ KN.m}$

**En travée**

- $M_{0-1} = -0,429 \times 0,71 = -0,306 \text{ KN.m}$
- $M_{1-2} = 6,952 \times 0,71 = 4,936 \text{ KN.m}$
- $M_{2-3} = 6,041 \times 0,71 = 4,289 \text{ KN.m}$
- $M_{3-4} = 4,926 \times 0,71 = 3,497 \text{ KN.m}$
- $M_{4-5} = 5,938 \times 0,71 = 4,216 \text{ KN.m}$
- $M_{5-6} = 6,974 \times 0,71 = 4,952 \text{ KN.m}$
- $M_{6-7} = -0,429 \times 0,71 = -0,306 \text{ KN.m}$

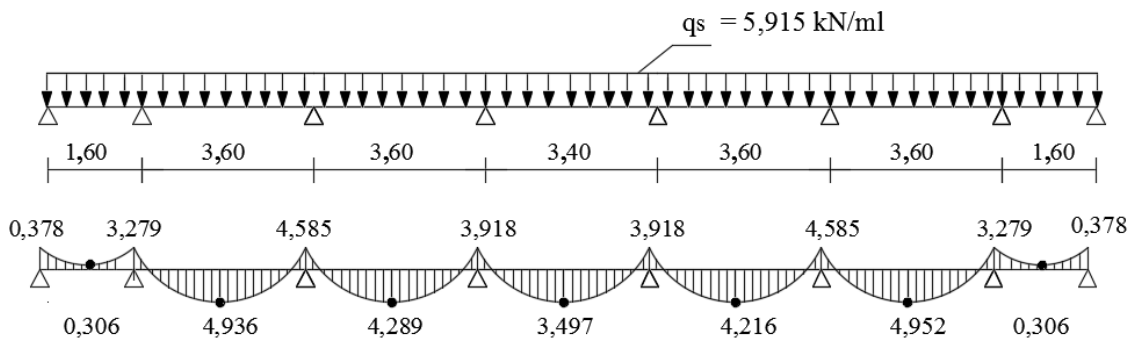


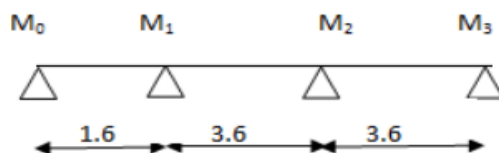
Figure III-1-12 : diagramme des moments à l'ELS (poutre III).

**Poutre IV :**

Calcul à L'ELU :

$q_u = 8.326 \text{ KN/ml}$

➤ Calcul des moments sur appui :



Pour  $i=0$ .....  $3,2 M_0 + 1,6 M_1 = -8,525$ ..... (1)

Pour  $i=1$ .....  $1,6 M_0 + 10,4 M_1 + 3,6 M_2 = -105,640$ ..... (2)

Pour  $i=2$ .....  $3,6 M_1 + 14,4 M_2 + 3,6 M_3 = -194,229$ ..... (3)

Pour  $i=3$ ..... $3,6 M_2 + 7,2 M_3 = -97,114$ .....(4)

La résolution du système nous donne :

$$M_0 = 0.822 \text{ KN.m} \quad M_1 = -6.972 \text{ KN.m} \quad M_2 = -9.569 \text{ KN.m} \quad M_3 = -8.703 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments en travée:**

Le moment en travée est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

$x$  : la position du point dont le moment est maximale.

$$x = \frac{1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

**Tableau III.2.2 : Calcul des moments en travées.**

Travées	L (m)	$q_u$ (KN/m)	$M_i$ (KN.m)	$M_{i+1}$ (KN.m)	X (m)	$M_t(x)$ (KN.m)
0-1	1,6	8,326	0,822	-6,972	0,21	1,013
1-2	3,6	8,326	-6,972	-9,569	1,71	5,249
2-3	3,6	8,326	-9,569	-8,703	1,82	4,355

**Remarque**

Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, il faut effectuer les corrections suivantes :

- ❖ Augmentation de 1/3 pour le moment en travée.
- ❖ Diminution de 1/3 pour le moment aux appuis.
- Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis :

On aura aux appuis les résultats suivants :

$$M_1 = 0,548 \text{ KN.m} \quad M_2 = -4,648 \text{ KN.m} \quad M_3 = -6,379 \text{ KN.m} \quad M_4 = -5,802 \text{ KN.m}$$

- Augmentation de 1/3 pour le moment en travée.

On aura aux travées les résultats suivants :

$$M_{t1} = 1.351 \text{ KN.m} \quad M_{t2} = 6.998 \text{ KN.m} \quad M_{t3} = 5.806 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

$$\text{Au niveau d'un appui « i », } V(x) = \frac{q \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$\text{Au niveau d'un appui « i+1 », } V(x) = -\frac{q \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$\begin{array}{l} \text{Travée (0,1) : } \left\{ \begin{array}{l} T_w = 1.789 \text{ KN} \\ T_e = -11.532 \text{ KN} \end{array} \right. \\ \text{Travée (2,3) : } \left\{ \begin{array}{l} T_w = 15.227 \text{ KN} \\ T_e = -14.746 \text{ KN} \end{array} \right. \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{Travée (1,2) : } \left\{ \begin{array}{l} T_w = 14.265 \text{ KN} \\ T_e = -15.708 \text{ KN} \end{array} \right. \end{array}$$

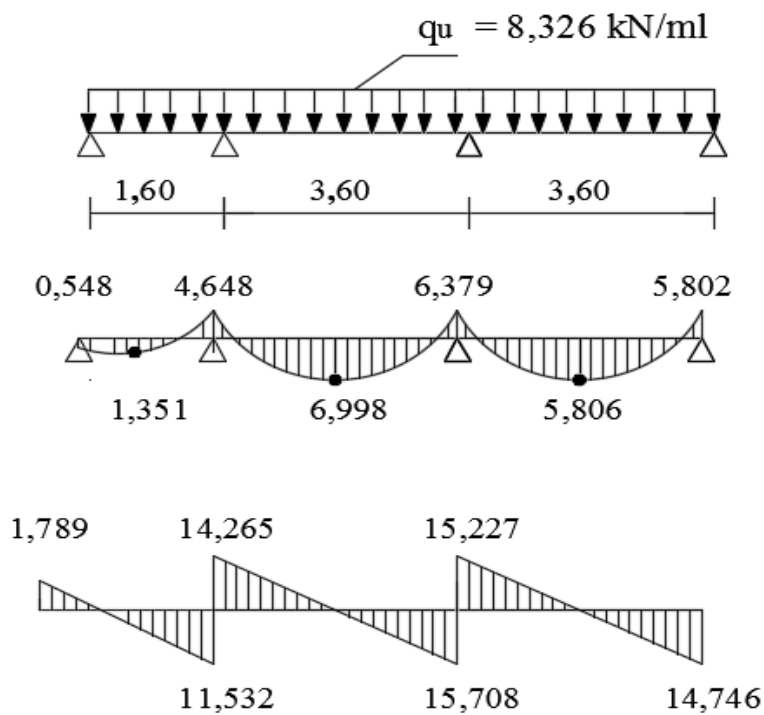


Figure III-1-13 : diagramme des moments et des efforts tranchant à l'ELU (poutre IV).

Calcul à l'ELS :

$$q_s = 5.915 \text{ Kn/ml}$$

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées, pour obtenir les valeurs des moments à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient  $q_s/q_u$ .

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.915}{8.326} = 0,71$$

**En appui**

$$M_0 = -0,548 \times 0,71 = 0,389 \text{ KN.m}$$

**En travée**

$$M_{0-1} = 1,351 \times 0,71 = 0,959 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -4,648 \times 0,71 = -3,30 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -6,379 \times 0,71 = -4,529 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -5,802 \times 0,71 = -4,119 \text{ KN.m}$$

$$M_{1-2} = 6,998 \times 0,71 = 4,968 \text{ KN.m}$$

$$M_{2-3} = 5,806 \times 0,71 = 4,122 \text{ KN.m}$$

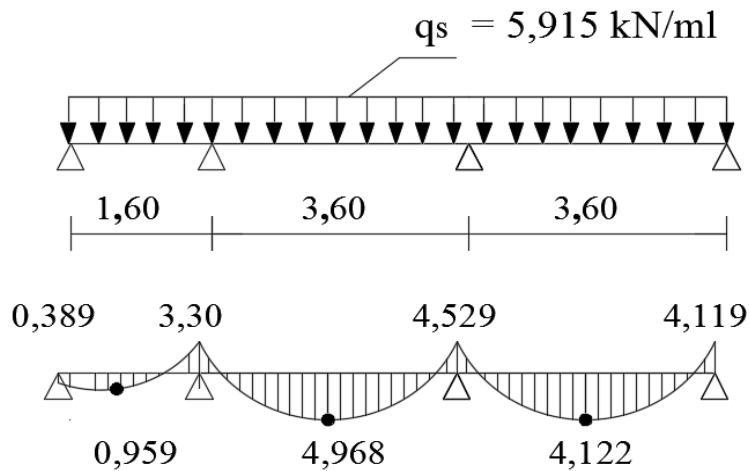


Figure III-1-14 : diagramme des moments à l'ELS poutre (IV).

## VI. ferrailage à L'ELU :

On adoptera le même ferrailage en travée avec le moment maximum  $M_t^{\max} = 9,644 \text{ KN.m}$  et même ferrailage aux appuis avec le moment maximum  $M_a^{\max} = 8,093 \text{ KN.m}$

### 1) Armatures longitudinales :

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques suivantes :

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

#### a). En travées :

$$M_t^{\max} = 9,644 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left[ d - \frac{h_0}{2} \right] \times f_{bu} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left[ 0,18 - \frac{0,04}{2} \right] = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 94,61 \text{ KN.m}$$

$M_t^{\max} = 9,644 \text{ KN.m} < M_0$   $\Rightarrow$  L'axe neutre tombe dans la table de compression, on aura à calculer une section rectangulaire (**bxh**) (**65 x 20**) **cm<sup>2</sup>**.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^{MAX}}{b.d^2.f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{9,644 \times 10^6}{650 \times (180)^2 \times 14,2} = 0,032$$

$\mu_{bu} < 0,392$  (Section simplement armée).

$\mu = 0,032 \Rightarrow \beta = 0,984$  (donnée par le tableau).

La section d'armature est déterminée à partir de la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_t^{MAX}}{\beta.d.\frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{Avec : } f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow A_{st} = \frac{9,644 \times 10^5}{0,984 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1,56 \text{ cm}^2.$$

On adopte :  $A_{st} = 2,35 \text{ cm}^2 = 3\text{HA}10$

### b) Sur appuis :

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire (12× 20) cm<sup>2</sup>

$M_a^{max} = 8,093 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{MAX}}{b_0.d^2.f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{8,093}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,146$$

$\mu_{bu} < 0,392$  (Section simplement armée).

$\mu_u = 0,122 \Rightarrow \beta = 0,921$  (donnée par le tableau)

$$A_a = \frac{M_a^{MAX}}{\beta d \delta_s} \Rightarrow A_{sa} = \frac{8,093 \times 10^3}{0,921 \times 18 \times 348} = 1,40 \text{ cm}^2.$$

On adopte :  $A_a = 1,57 \text{ cm}^2 = 2\text{HA}10$

## 2). Armatures transversales :

### a) Diamètre des barres (BAEL91/Art.7.2.2) :

D'après B.A.E.L, Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_l \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \begin{cases} \frac{20}{35} = 0,571 \text{ cm.} \\ \frac{12}{10} = 1,2 \text{ cm.} \\ \phi_l = 1,0 \text{ cm.} \end{cases}$$

$\phi_t$  : Diamètre des armatures transversales ;

$\phi_l$  : Diamètre des armatures longitudinales ;

$\phi_t = 0,571 \text{ cm}$

Les armatures transversales seront réalisées par étriers  $8\Phi$  avec  $A_t = 2\Phi 8 = 1,00 \text{ cm}^2$ .

### b) Espacement des armatures (BAEL91/ArtA.5.1.22)

$$S_t \leq \min \begin{cases} 0,9.d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm.} \\ 40 \text{ cm.} \end{cases}$$

Donc :  $S_t \leq 16,2 \text{ cm}$ . On prend  $S_t = 15 \text{ cm}$ , la section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante : (Art A 5.1.23/BAEL91 modifié 99)

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPA} \implies \frac{1 \times 400}{12 \times 15} = 2,22 \text{ MPA} > 0,4 \text{ MPA} \implies \text{condition vérifiée.}$$

### 4.3) Vérification a L'ELU :

➤ **condition de non fragilité :** (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifié 99)

- **En travée:**

On doit vérifier que  $A_t \geq A_{\min}$

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

$$A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis:**

$$A_{\min} = 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}$$

$$A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### b) Vérification de la contrainte tangentielle :

$$T_u^{\max} = 16,111 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{16,111 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,746 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = \min \left[ 0,2 \cdot \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa}$$

On a :

$$\tau_u = 0,746 \text{ MPa} < \tau_{\lim} = 3,33 \text{ MPa. Pas de risque de cisaillement} \implies \text{condition vérifiée.}$$

#### ➤ Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

(Art A6.1.3, BAEL 91 modifié 99)

$$\psi_s = 1,5 \text{ pour les H.A}$$

$$\psi_s = 1 \text{ pour les R.L}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{\max}}{0,9d \sum u_i} \text{ Avec : } \sum u_i \text{ somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 3 \cdot \pi \cdot 10 = 94,2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{15,736 \times 10^3}{0,9 \cdot 180 \cdot 94,2} = 1,031 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,031 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres.

Avec :

$\tau_{se}$  : Contrainte d'adhérence limite ultime.

$\bar{\tau}_{se}$  : contrainte admissible d'adhérence à l'entraînement des barres.

➤ **L'influence de l'effort tranchant aux niveau des appuis :**

(Art A.5.1.313, BAEL 91 modifié 99)

On doit vérifier que :  $V_u^{\max} \leq 0,4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  avec  $a = 0,9d$

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \times 120 \times 0,9 \times 180 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-3} \Rightarrow V_u^{\max} \leq 129,6 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 16,111 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

On doit vérifier que :  $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u^{\max} + \frac{M_a^{\max}}{0,9d} \right)$

$$A = 2,35 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \left[ 16,111 + \frac{6,744}{0,9 \times 180} \right] = 0,464 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,35 \text{ cm}^2 \geq 0,464 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **L'ancrage des barres :** (BAEL 91 modifié 99/Art A.6.1, 221)

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa} \text{ avec : } \psi_s = 1,5 \text{ pour HA et } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :  $L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,273 \text{ cm}$$

On prend  $l_s = 45 \text{ cm}$ .

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elles les barres seront ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est:

$$L_c = 0,4 \times l_s \text{ (pour les aciers HA)}$$

$$L_c = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement** :(Art. A.4.2.1/BAEL91 modifié 99)

$$V_u^{\max} = 16,111 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b.d} = \frac{16,111 \times 10^3}{650 \times 180} = 0,135 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = \min \left[ 0,2 \cdot \frac{25}{1,15} ; 5 \text{ MPa} \right] = 4,347 \text{ MPa}$$

On a :

$$\tau_u = 0,135 \text{ MPa} < \tau_{\text{lim}} = 4,347 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## VI. Vérifications à l'ELS :

▪ **Etat limite de compression de béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91):**

➤ **Aux appuis :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,727 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,8765 \\ K = 25,48 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

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

Avec  $M_a^s = 5,749 \text{ KN.m}$

$$\sigma_s = \frac{5,749 \times 10^3}{0,8765 \times 18 \times 1,57} = 232,10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{232,10}{25,48} = 9,109 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,109 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,088 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,8965 \\ K = 19,84 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

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

Avec :  $M_t^s = 6,851 \text{ KN.m}$

$$\sigma_s = \frac{6,851 \times 10^3}{0,8965 \times 18 \times 2,35} = 180,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{180,66}{19,84} = 9,106 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,106 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Etat limite de déformation (vérification de la flèche) :**

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les conditions ci-après sont vérifiées.

$$1) \frac{h}{\ell} > \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{\ell} > \frac{1}{10} \times \frac{M_t^s}{M_0}$$

$$3) \frac{A}{b_0 \times d} < \frac{4,2}{f_e}$$

$$\text{Nous avons : } \frac{h}{\ell} = \frac{20}{360} = 0,055 < \frac{1}{16}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

✚ **Calcul de la flèche :**

$$f_v = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f}_v = \frac{L}{500}$$

$\bar{f}_v$  : La flèche admissible.

$E_v$  : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = (E_v = 10818,865 \text{ MPa}).$$

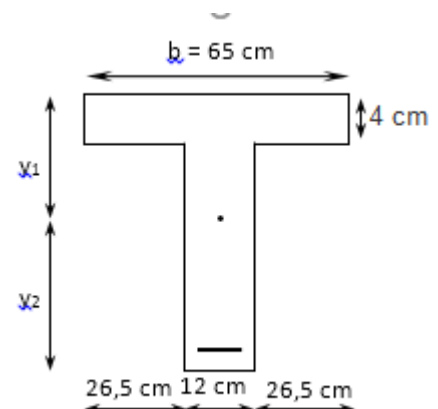
$I_{fv}$  : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

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

$I_0$  : Moment d'inertie totale de la section homogène.

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

Avec :  $\rho$  Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure.



$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho}$$

### ✚ Calcul des paramètres :

Moment statique de la section homogénéisée par rapport a xx :

$$S_{xx'} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_t \times d)$$

$$S_{xx} = 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 2,35 \times 18)$$

$$S_{xx'} = 3458,5 \text{ cm}^3$$

**B<sub>0</sub>** : Surface de la section homogène.

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

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

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$$y_1 = \frac{3458,5}{487,25} = 7,10 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7,10 = 12,9 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

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

$$I_0 = \frac{12}{3} ((7,1)^3 + (12,9)^3) + 4(65 - 12) \left[ \frac{4^2}{12} + \left( 7,1 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2,35 \times (12,9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20003,168 \text{ cm}^4$$

### ✚ Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,0109$$

La contrainte dans les aciers tendus est  $\sigma_s = 180,66 \text{ MPa}$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0109 \times 180,66 + 2,1} ; 0\right) = 0,631$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,0109} = 1,509$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 20003,1}{1 + (0,631 \times 1,509)} = 11271,20 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{6,851 \times 10^6 \times (3600)^2}{10 \times 10818,865 \times 11271,20 \times 10^4} = 7,28 \text{ mm}$$

$$f_v = 7,28 \text{ mm} \quad \left. \vphantom{f_v} \right\} \quad f_v = 7,28 \text{ mm} > \bar{f} = 7,2 \text{ mm} \Rightarrow \text{la Flèche n'est pas vérifiée}$$

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

La flèche n'est pas vérifiée pour 3HA10, alors on augmente le ferrailage à **3HA12=3,39 mm<sup>2</sup>**

et on refait la vérification de la flèche.

### Calcul de la flèche :

#### ✚ Calcul des paramètres :

Moment statique de la section homogénéisée par rapport a xx :

$$S_{xx'} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_t \times d)$$

$$S_{xx} = 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 3,39 \times 18)$$

$$S_{xx'} = 3739,3 \text{ cm}^3$$

**B0** : Surface de la section homogène.

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

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 3,39) = 502,85 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$y_1 = \frac{3739,3}{502,85} = 7,44 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7,44 = 12,56 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

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

$$I_0 = \frac{12}{3} ((7,44)^3 + (12,56)^3) + 4(65 - 12) \left[ \frac{4^2}{12} + \left( 7,44 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 3,39 \times (12,56 - 2)^2$$

$$I_0 = 21799,185 \text{ cm}^4$$

✚ Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,0157$$

La contrainte dans les aciers tendus est  $\sigma_s = 180,66 \text{ MPa}$

$$\mu = \max \left( 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0157 \times 180,66 + 2,1} ; 0 \right) = 0,726$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0,0157} = 1,047$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 21799,185}{1 + (0,726 \times 1,047)} = 13623,54 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{6,851 \times 10^6 \times (3600)^2}{10 \times 10818,865 \times 13623,54 \times 10^4} = 6,02 \text{ mm}$$

$$f_v = 6,02 \text{ mm}$$

$f_v = 6,02 \text{ mm} < \bar{f} = 7,2 \text{ mm} \Rightarrow$  la Flèche est vérifiée

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

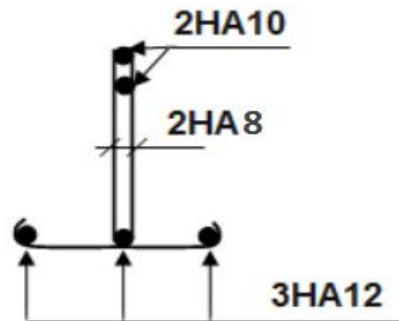
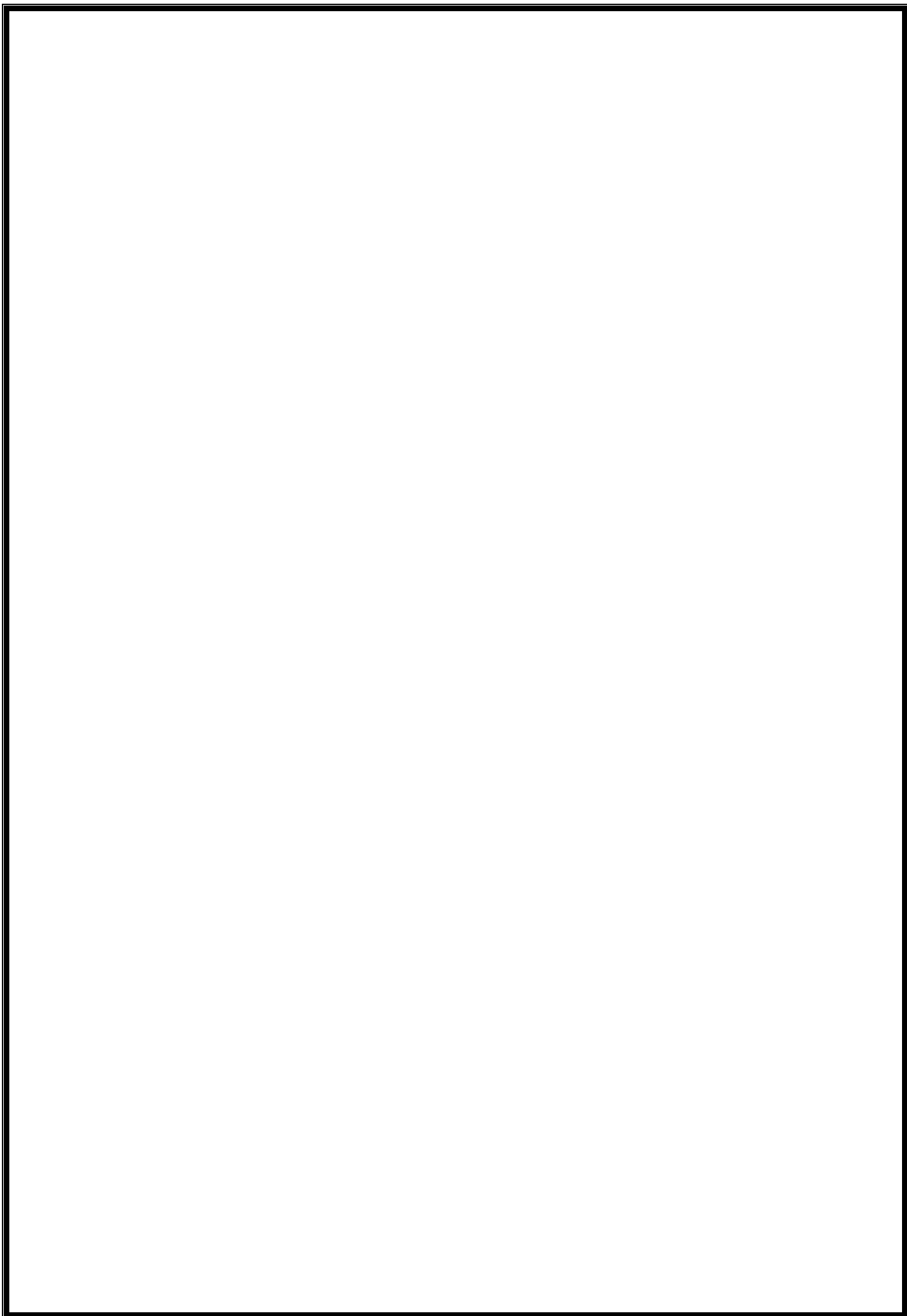


Figure III.1 .6:Ferrailage de la poutrelle.





## 2. ETUDE DE L'ESCALIER.

### I. Définition :

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

Notre structure est composée de deux cages d'escaliers desservant la totalité des niveaux du sous-sol jusqu'au dernier niveau.

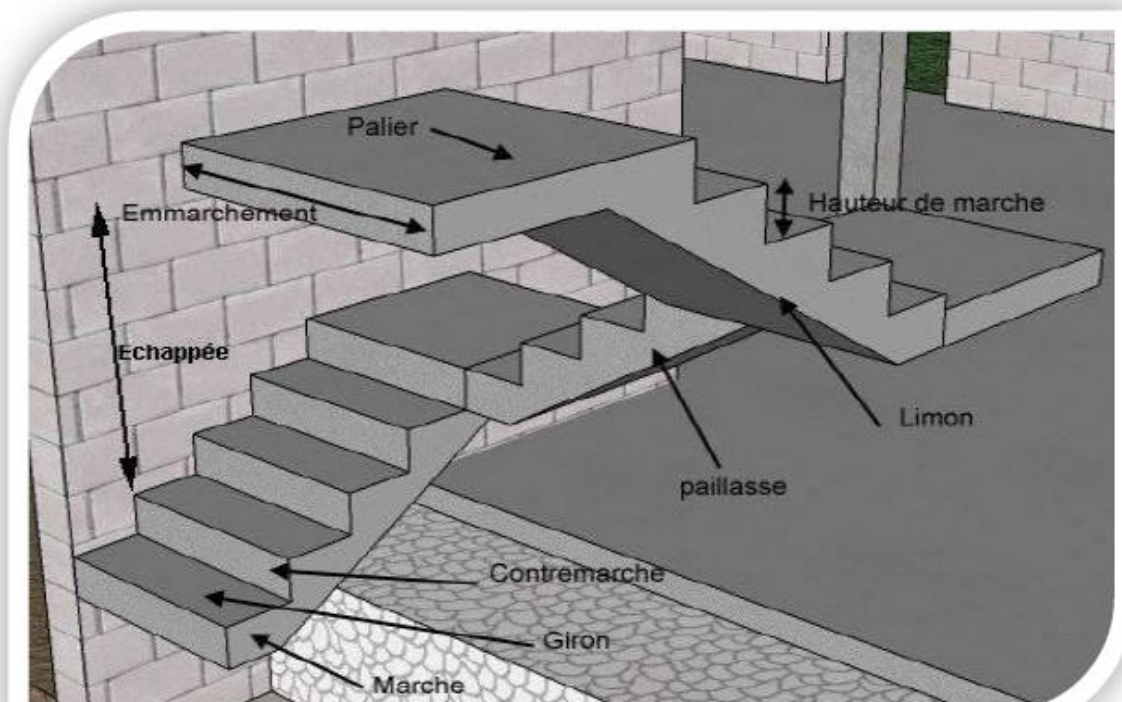
Les escaliers que comporte notre ouvrage sont réalisés en béton armé et coulés sur place.

On a deux types d'escalier :

- **Escaliers étages RDC** : comporte trois volées avec deux paliers intermédiaires.
- **Escaliers étages courants** : comporte deux volées avec un palier intermédiaire.

### II. Terminologie :

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure suivante :



**Figure III.2.1 : Schéma statique d'un escalier.**

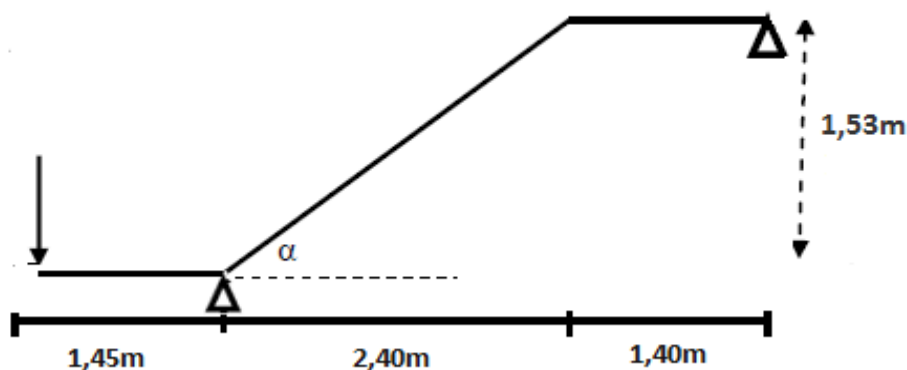
- **Une volée** : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.

- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **La ligne de foulée** : C'est le trajet théorique emprunté par l'utilisateur.
- **Echappée** : désigne la hauteur libre la plus faible calculée entre le dessus des marches et sous face du plancher supérieur.
- **G** : Giron (surface plane de l'escalier sur laquelle le pied se pose pour utiliser l'escalier).
- **h** : contre marche (distance verticale comprise entre deux marches consécutives).
- **e** : épaisseur de la paillasse et du palier.
- **L** : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier.
- **E** : l'embranchement représente la largeur de la marche. Pour l'habitation :  $0.90 \text{ m} \leq E \leq 1.20 \text{ m}$ .
- **H** : Hauteur de l'étage.

### III. Dimensionnement des escaliers d'étages :

#### a) Schéma statique :

Notre structure comporte un seul type d'escalier dont le schéma statique est donné en (figure III.2.2). Toutefois, l'escalier de RDC est différent de celui de l'étage courant par les charge et comme la différence n'était pas conséquente, nous étudions ce dernier.



**Figure III.2.2 : Schéma statique de l'escalier.**

Le dimensionnement de l'escalier se fera à partir de la loi de BLONDEL citée ci-après, qui nous permet de concevoir un escalier confortable :

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

**b) Hauteur de la contre marche :**

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

On prend : **h = 17cm**

**Le giron :**

D'après la loi de BLONDEL :  $27\text{cm} \leq g \leq 31\text{ cm}$ .

On prend : **g = 30cm**

- **Vérification de la loi de BLONDEL :**

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

$$60\text{cm} \leq 30+2 \times 17 \leq 64\text{cm}$$

$$60\text{cm} < 64 \leq 64\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**c) Détermination du nombre de contre marches et de marches.**

- **Pour le RDC:**

On a la hauteur du RDC égale à 4,08 m

$$n = \frac{H}{h} = \frac{408}{17} = 24 \text{ contres marches}$$

**On aura :**

$n = 7$  contres marches pour la première volée.

Le nombre de marches est pris égale a :  $m = n - 1 = 7 - 1 = 6$  marches.

$n = 9$  contres marches pour la deuxième volée.

Le nombre de marches est pris égale a :  $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$  marches.

$n = 8$  contre marches pour la troisième volée.

Le nombre de marches est pris égale a :  $m = n - 1 = 8 - 1 = 7$  marches.

- **Pour l'étage courant :**

On a la hauteur de l'étage courant égale a 3,06 m

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

**On aura :**

$n = 9$  contres marches pour la première volée

$n = 9$  contres marches pour la deuxième volée

Le nombre de marches est pris égale a :  $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$  marches.

**d) Pré dimensionnement de la pailasse et du palier :**

L'épaisseur du palier et de la pailasse ( $e_p$ ) est donnée par la relation suivant

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

Avec :

$L_0$  : longueur du palier et de la paillasse  $L_0=L_1+L_2$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{l_1} = \frac{153}{240} = 0,6375 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 32,52^\circ$$

$$L_1 = (140)\text{m} \quad ; \quad L_2 = \frac{240}{\cos 32,52} = 2,84\text{m}$$

$$L_0 = 1,40 + 2,84 = 4,24 \text{ m}$$

$$\frac{424}{30} \leq e_p \leq \frac{424}{20} \quad \Rightarrow \quad 14 \text{ cm} \leq e_p \leq 21,2 \text{ cm}$$

**Conclusion :** Nous prenons une épaisseur de 20 cm pour tous les escaliers de notre bâtiment.

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

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur en considérant que l'escalier est horizontal et d'une longueur totale  $L = 5.25 \text{ m}$ .

On considère que l'escalier est semi encastré à ses deux appuis.

##### 1). Détermination des sollicitations de calcul :

###### ➤ Evaluation des charges sur la paillasse

Poids des marches ( $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$ ).....  $25 \times 0,17 / 2 = 2,125 \text{ KN/m}^2$

Poids de la volée ( $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$ ).....  $25 \times 0,20 / \cos 32,52 = 5,93 \text{ KN/m}^2$

Lit de sable ( $\rho = 18 \text{ KN/m}^3$  ;  $e=0,02$ ).....  $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}^2$

Poids de garde-corps.....  $0,20 \text{ KN/m}^2$

Poids du mortier ( $\rho = 20 \text{ KN/m}^3$  ;  $e=0,02$ ) .....  $20 \times 0,02 = 0,40 \text{ KN/m}^2$

Carrelage (2cm;  $\rho = 22 \text{ KN/m}^3$ ) .....  $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$

---


$$G = 9,45 \text{ KN/m}^2$$

###### ➤ Evaluation des charges sur le palier :

Poids propre du palier.....  $0,20 \times 1 \times 25 = 5 \text{ KN/m}^2$

Mortier de pose.....  $= 0,40 \text{ KN/m}^2$

Carrelage.....  $= 0,44 \text{ KN/m}^2$

Lit de sable.....  $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}^2$

---


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

➤ **Mur extérieur :**

$$P = 2,44 \times 2,86 = 6,98 \text{ KN/ml}$$

- ❖ Charges d'exploitation : selon le (DTR C2-2 ) pour une construction a usage service ou d'habitation ;  $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

**2) Combinaisons des charges :**

**ELU :**  $q_u = (1,35G + 1,5 Q) \times 1\text{m}$

La volée :  $q_u = (1,35 \times 9,45 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 16,50 \text{ KN/ml}$

Le palier :  $q_u = (1,35 \times 6,2 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 12,12 \text{ KN/ml}$

Mur extérieur :  $q_u = (1,35 \times 6,98) \times 1 = 9,42 \text{ KN}$

**ELS :**  $q_s = (G + Q) \times 1\text{m}$

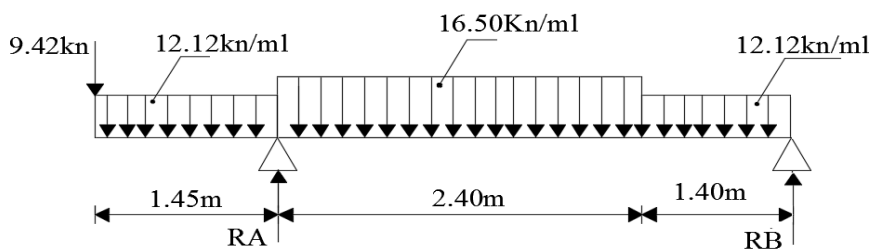
La volée :  $q_s = (9,45 + 2,5) \times 1 = 11,95 \text{ KN/ml}$

Le palier :  $q_s = (6,2 + 2,5) \times 1 = 8,70 \text{ KN/ml}$

Mur extérieur :  $q_s = G = 6,98 \text{ KN}$

**VI. Calcul des efforts internes à l'ELU :**

**1). Calcul des efforts internes à l'ELU :**



➤ **Les réaction d'appuis :**

$$\sum F_x = 0$$

$$\sum F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 9,42 + (12,12 \times 1,45) + (16,50 \times 2,4) + (12,12 \times 1,40)$$

$$R_A + R_B = 83,56 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/B = 0$$

$$\Rightarrow 3,8 R_A = (9,42 \times 5,25) + (12,12 \times 1,45 \times 4,525) + (16,50 \times 2,4 \times 2,6) + (12,12 \times 1,40 \times 0,70)$$

$$\Rightarrow R_A = 64,16 \text{ KN}$$

Ce qui donne :  $R_B = 19,40 \text{ KN}$

➤ **Moments fléchissants et efforts tranchants :**

**Avec :**  $q_{um} = 9,42 \text{ KN/ml}$

$q_{up} : 12,12 \text{ KN/ml}$

$q_{uv} : 16,50 \text{ KN/ml}$

Pour  $0 \leq x \leq 1,45\text{m}$

$$T_y = -q_{um} - q_{up} x$$

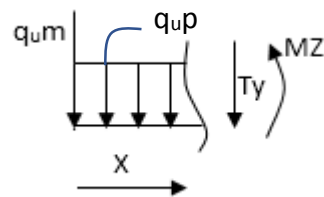
$$\checkmark X = 0 \rightarrow T_y = -9,42 \text{ KN}$$

$$\checkmark X = 1,45 \rightarrow T_y = -9,42 - (12,12 \times 1,45) = -26,99 \text{ KN}$$

$$M_Z = -q_{um} x - q_{up} x^2/2$$

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

$$\checkmark X = 1,45 \rightarrow M_Z = -26,40 \text{ KNm}$$

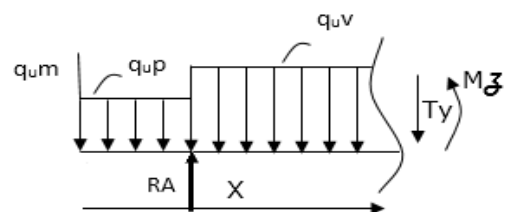


• Pour  $1,45 \leq x \leq 3,85\text{m}$

$$T_y = R_A - q_{um} - (q_{up} \times 1,45) - q_{uv} (x - 1,45)$$

$$\checkmark X = 1,45 \rightarrow T_y = 37,16 \text{ KN}$$

$$\checkmark X = 3,85 \rightarrow T_y = -2,43 \text{ KN}$$



$$M_Z = R_A (x-1,45) - q_{um} x - (q_{up} \times 1,45)(x - 0,725) - q_{uv} \frac{(x-1,45)^2}{2}$$

$$\checkmark X = 1,45 \rightarrow M_Z = -26,40 \text{ KNm}$$

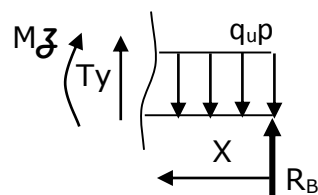
$$\checkmark X = 3,85 \rightarrow M_Z = 15,28 \text{ KNm}$$

• Pour  $0 \leq x \leq 1,4 \text{ m}$

$$T_y = -R_B + q_{up} x$$

$$\checkmark X = 0 \rightarrow T_y = -19,40 \text{ KN}$$

$$\checkmark X = 1,4 \rightarrow T_y = -2,43 \text{ KN}$$



$$MZ = R_B x - q_u p x^2/2$$

$$\checkmark X = 0 \rightarrow MZ = 0$$

$$\checkmark X = 1,4 \rightarrow MZ = 15,28 \text{ KNm}$$

• **Calcul de  $M_{\max}$  :**

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 64,16 - 9,42 - 17,57 - 16,5x + 23,92 = 0$$

$$\text{D'où : } x = 3,70 \text{ m.}$$

Le moment  $M_z(x)$  est Maximum pour la valeur  $x = 3,7 \text{ m}$

$$\text{Donc : } M_z^{\max} = 15,46 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement, nous prenons :

- Aux appuis :  $M_{UB} = -0,3 M_z^{\max} = -4,64 \text{ KN.m.}$
- En travée :  $M_{ut} = 0,85 M_z^{\max} = 13,14 \text{ KN.m.}$

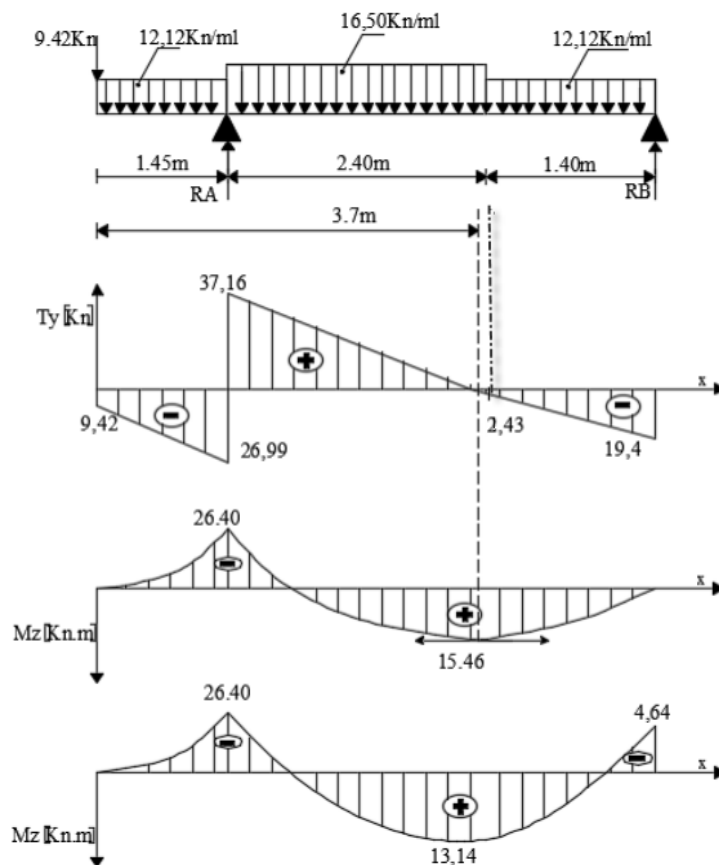
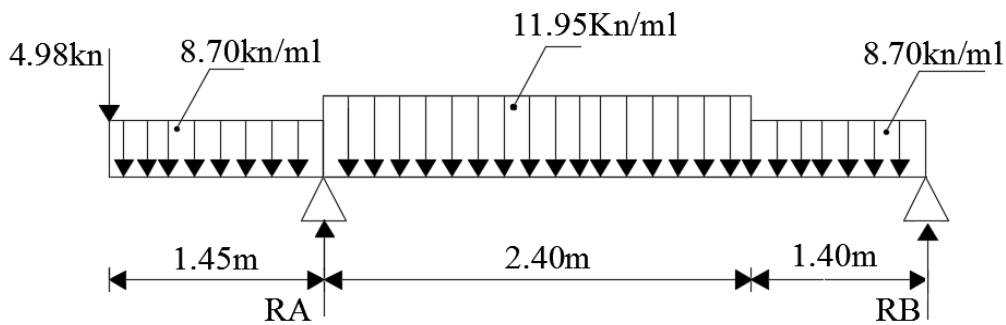


Figure III.2.3 : diagramme des efforts internes à l'ELU.

## 2). Calcul des efforts internes à L'ELS :



## ➤ Les réaction d'appuis :

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 6,98 + (8,70 \times 1,45) + (11,95 \times 2,4) + (8,70 \times 1,40)$$

$$R_A + R_B = 60,45 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/B = 0$$

$$\Rightarrow 3,8 R_A = (6,98 \times 5,25) + (8,70 \times 1,45 \times 4,525) + (11,95 \times 2,4 \times 2,6) + (8,70 \times 1,40 \times 0,70)$$

$$\Rightarrow R_A = 46,53 \text{ KN}$$

$$\text{Ce qui donne : } R_B = 13,92 \text{ KN}$$

## ➤ Moments fléchissants et efforts tranchants :

$$\text{Avec : } q_{sm} = 6,98 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sp} : 8,70 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sv} : 11,95 \text{ KN/ml}$$

$$\diamond \text{ Pour } 0 \leq x \leq 1,45\text{m}$$

$$T_y = -q_{sm} x - q_{sp} x$$

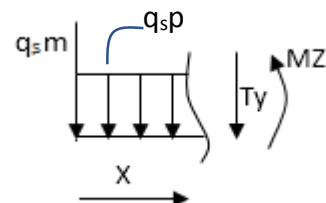
$$\checkmark X = 0 \rightarrow T_y = -6,98 \text{ KN}$$

$$\checkmark X = 1,45 \rightarrow T_y = -19,59 \text{ KN}$$

$$M_Z = -q_{sm} x - q_{sp} x^2/2$$

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

$$\checkmark X = 1,45 \rightarrow M_Z = -19,26 \text{ KNm}$$

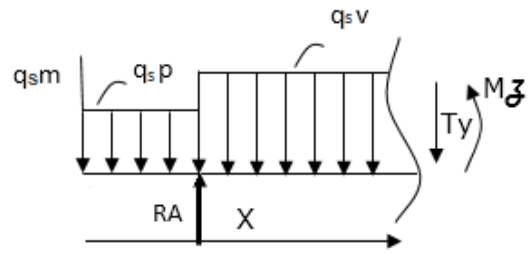


❖ Pour  $1,45 \leq x \leq 3,85\text{m}$

$$T_y = R_A - q_{sm} - (q_{sp} \times 1,45) - q_{sv} (x - 1,45)$$

$$\checkmark X = 1,45 \rightarrow T_y = 26,93 \text{ KN}$$

$$\checkmark X = 3,85 \rightarrow T_y = -1,74 \text{ KN}$$



$$M_Z = R_A (x-1,45) - q_{sm} x - (q_{sp} \times 1,45)(x - 0,725) - q_{sv} \frac{(x-1,45)^2}{2}$$

$$\checkmark X = 1,45 \rightarrow M_Z = -19,26 \text{ KNm}$$

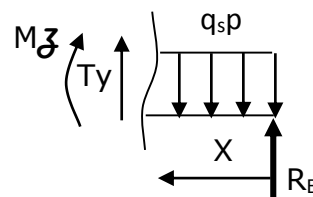
$$\checkmark X = 3,85 \rightarrow M_Z = 10,96 \text{ KNm}$$

❖ Pour  $0 \leq x \leq 1,4 \text{ m}$

$$T_y = -R_B + q_{sp} x$$

$$\checkmark X = 0 \rightarrow T_y = -13,92 \text{ KN}$$

$$\checkmark X = 1,4 \rightarrow T_y = -1,74 \text{ KN}$$



$$M_Z = R_B x - q_{sp} \frac{x^2}{2}$$

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

$$\checkmark X = 1,4 \rightarrow M_Z = 10,96 \text{ KNm}$$

• Calcul de  $M_{\max}$  :

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow 46,53 - 6,98 - 12,61 - 11,95x + 17,33 = 0$$

$$\text{D'où : } x = 3,70 \text{ m.}$$

Le moment  $M_Z(x)$  est Maximum pour la valeur  $x = 3,7 \text{ m}$

$$\text{Donc : } M_z^{\max} = 11,08 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement, nous prenons :

$$- \text{ Aux appuis : } M_{UB} = -0,3 M_z^{\max} = -3,32 \text{ KN.m.}$$

$$- \text{ En travée : } M_{ut} = 0,85 M_z^{\max} = 9,42 \text{ KN.m.}$$

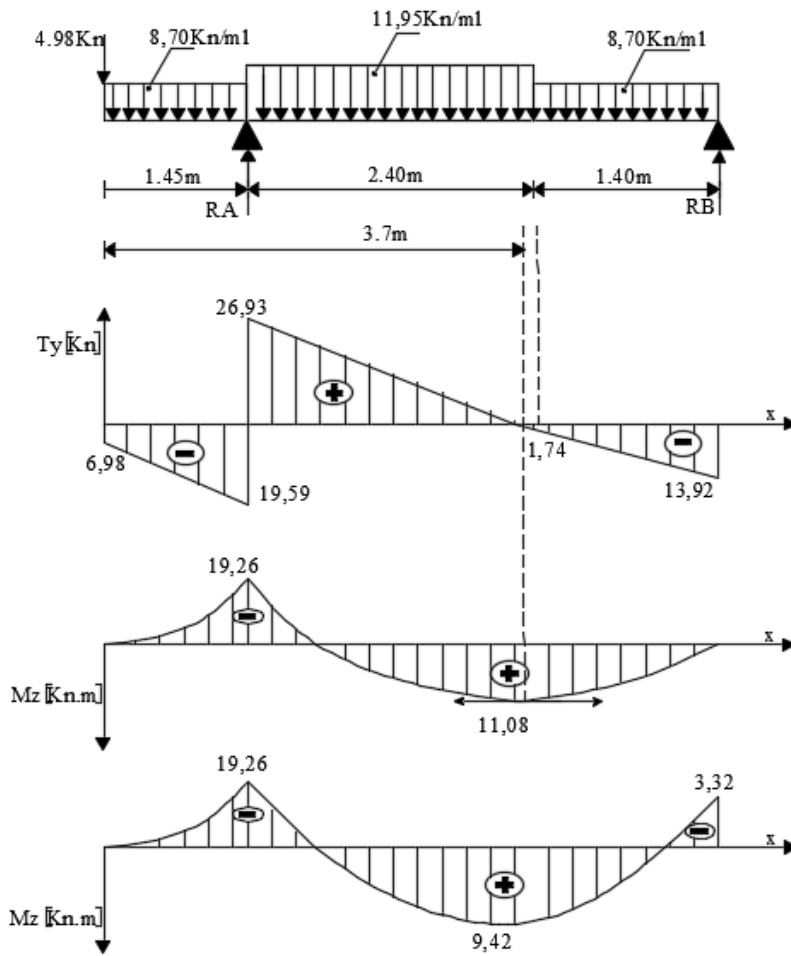


Figure III.2.4 :diagramme des efforts internes à l'ELS.

**VII. Calcul des armatures :**

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m de largeur :

**b = 100 cm , c = 2 cm , d = 18 cm .**

➤ **Aux appuis :**

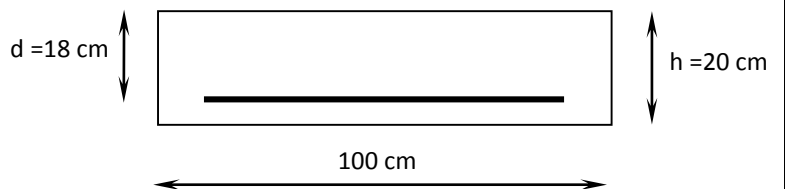
$MA_{max} = 26,40 \text{ kNm}$  ;

• **Armatures principales**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{26,40 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14,2} = 0,0574$$

$\mu < \mu_R = 0,0574 \Rightarrow \text{SSA (Section simplement armée)}$



$$\mu_b = 0,0574 \Rightarrow \beta = 0,970$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{26,40 \times 10^3}{0,970 \times 18 \times 348} = 4,35 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2 ; \quad \text{avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

• **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,412 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_r = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 ; \quad \text{avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

➤ **En travée:**  $M_t = 13,14 \text{ KN.m}$

**Armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{13,14 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14,2} = 0,028$$

$\mu < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$  **Section simplement armée**

$$\mu_u = 0,028 \Rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_t = \frac{M_{tu}}{\beta \times d \times f_e / \gamma_s}$$

$$A_t = \frac{13,14 \times 10^3}{0,986 \times 18 \times 348} = 2,12 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } S_t = 25 \text{ cm.}$$

**Armatures de répartition :**

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

$$\text{Soit : } A_r = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm} \quad \text{avec } S_t = 25 \text{ cm.}$$

### VIII. Les vérifications à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.173 \text{ cm}^2$$

➤ En travée :

##### a) Armatures principales :

$$A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 2.173 \text{ cm}^2 \text{ (Condition vérifiée)}$$

➤ Sur appuis :

##### a) Armatures principales :

$$A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 2.173 \text{ cm}^2 \text{ (Condition vérifiée)}$$

Donc : La condition est vérifiée.

#### 2). Espacement des barres :

- Armatures principales :

Aux appuis :  $e = 20 \text{ cm}$

En travée :  $e = 25 \text{ cm}$ .

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } e = 20 \text{ cm} \\ \text{En travée : } e = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} < \min \{ 3h : 33 \text{ cm} \} = 33 \text{ cm}$$

D'où : la condition est vérifiée.

- Armatures de répartition :

Aux appuis :  $e = 25 \text{ cm}$

En travée :  $e = 25 \text{ cm}$ .

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } e = 25 \text{ cm} \\ \text{En travée : } e = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} < \min \{ 4h ; 45 \text{ cm} \} = 45 \text{ cm}$$

D'où : la condition est vérifiée.

#### 3). Vérification de l'efforts tranchants (contrainte de cisaillement) (BAEL91 Art A.5.1.2) :

$$T_u^{\max} = 37.16 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{37,16 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.206 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 0.133 f_{c28}; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

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

La condition est vérifiée, d'où aucune armature transversale n'est nécessaire.

**4). Vérification de l'adhérence aux appuis (BAEL91 Art A.661.3) :**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\sum u_i$  : Somme des périmètres utiles des armatures d'appuis.

$$\sum u_i = \sum n \pi \phi : 5 \times 3.14 \times 1 = 15.7 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{37,16 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 157} = 1,46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

La condition est vérifiée, il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

**5). Influence de l'effort tranchant sur le béton (BAEL91 Art A.5.1.313) :**

$$T_u \leq \frac{0.4 f_{c28} \times 0.9 b d}{\gamma_s} = \frac{0.4 \times 25 \times 10^{-1} \times 0.9 \times 100 \times 18}{1.5} = 1620 \text{ KN.}$$

$$T_u^{\max} = 37,16 \text{ KN} < T_u = 1620 \text{ KN}$$

Donc la condition est vérifiée.

**- Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (BAEL91 Art A.5.1.3.21):**

On doit vérifier que :

$$A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right)$$

$$A_a = 5,65 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left[ V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right] = \frac{1,15}{400} \left[ 37,16 + \frac{-26,4}{0,9 \times 1,8} \right] = 0,06 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition}$$

**vérifiée**

**6). Ancrage des barres ( BAEL91 Art A6.1.2.1) :**

La longueur de scellement droit est :  $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s}$

Avec :  $\tau_s = 0.6 \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,835 \text{ MPa}$  ;  $\psi_s = 1,5$

D'où :  $L_s = 42.32 \text{ cm}$

Les armatures comportant des crochets :

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets et imposée par le BAEL lorsque on utilise des aciers de nuance FeE400 à **La= 0,4 Ls**

$$L_a = 0.4 L_s = 16.93 \text{ cm.}$$

### 3.3.3 Vérification à l'ELS :

- **Vérification des contraintes dans le béton et les aciers:**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Entravée :**

$$M_t = 9,41 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 18} = 0,25.$$

$$\rho_1 = 0,25 \Rightarrow \beta_1 = 0,920 \rightarrow K_1 = 47,79$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_t \beta_1 d} = \frac{9,41 \times 10^3}{4,52 \times 0,920 \times 18} = 125,71 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = 2,63 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

- **Aux appuis :  $M_a = 19,26 \text{ KN.m}$**

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 18} = 0,313.$$

$$\rho_1 = 0,313 \Rightarrow \beta_1 = 0,912 \rightarrow K_1 = 42,04$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_t \beta_1 d} = \frac{19,26 \times 10^3}{5,65 \times 0,912 \times 18} = 207,65 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = 4,93 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche :**

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

- a).  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.2}{3.80} = 0.052 < \frac{1}{16}$  ..... **Condition non vérifiée.**
- b).  $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{0.2}{3.80} < \frac{9,41}{10 \times 11.07} = 0.085$  ..... **Condition non vérifiée.**
- c).  $\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52 \times 10^{-2}}{1000 \times 180} = 0.0025 \leq \frac{4.2}{400}$  ..... **Condition vérifiée.**

Deux conditions non vérifiées, donc nous allons procéder au calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{380}{500} = 0,76 \text{ mm}$$

Avec :  $E_v$ : module de déformation longitudinale différée

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{e28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$I$ : moment d'inertie de la section homogénéisée

$\bar{f}$  : la flèche admissible.

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

$B$  : surface de la section homogène.

$I$  : moment d'inertie par rapport au C.D.G de la section homogène.

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

$$B = b \times h + 15 A_t = 100 \times 20 + 15 \times 4.52 = 2067,8 \text{ cm}^2.$$

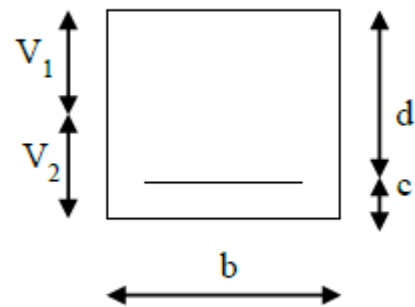
$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{B} = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 18}{2067.8} = 10,26 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.26 = 9,74 \text{ cm} .$$

$$D'où : I = \frac{100}{3} \left[ (10.26)^3 + (9.74)^3 \right] + 15 \times 4.52 (9.74 - 2)^2 = 70863,60 \text{ cm}^4 .$$

❖ **Calcul des coefficients**

$$\lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b})\rho} \quad \text{avec} \quad \rho = \frac{A_t}{bd} = \frac{4,52}{100 \times 18} = 0.0025$$



$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{5 \times 0.0025} = 3,36$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0025 \times 195,376 + 2.1} = 0,093$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 70863,60}{1 + 3,36 \times 0,093} = 59391,35 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{M_i^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{9,41 \times 10^6 \times (3800)^2}{10 \times 10818,865 \times 59391,35 \times 10^4} = 2,11 \text{ mm}$$

$$f_v = 2,11 \text{ mm}$$

$$\bar{f}_v = \frac{L}{500} = \frac{3800}{500} = 7,6 \text{ mm}$$

$f_v < \bar{f}_v \Rightarrow$  La flèche est vérifiée

**Donc la condition est vérifiée.**

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Il est inutile de faire cette vérification car la fissuration est considérée comme étant peu nuisible.

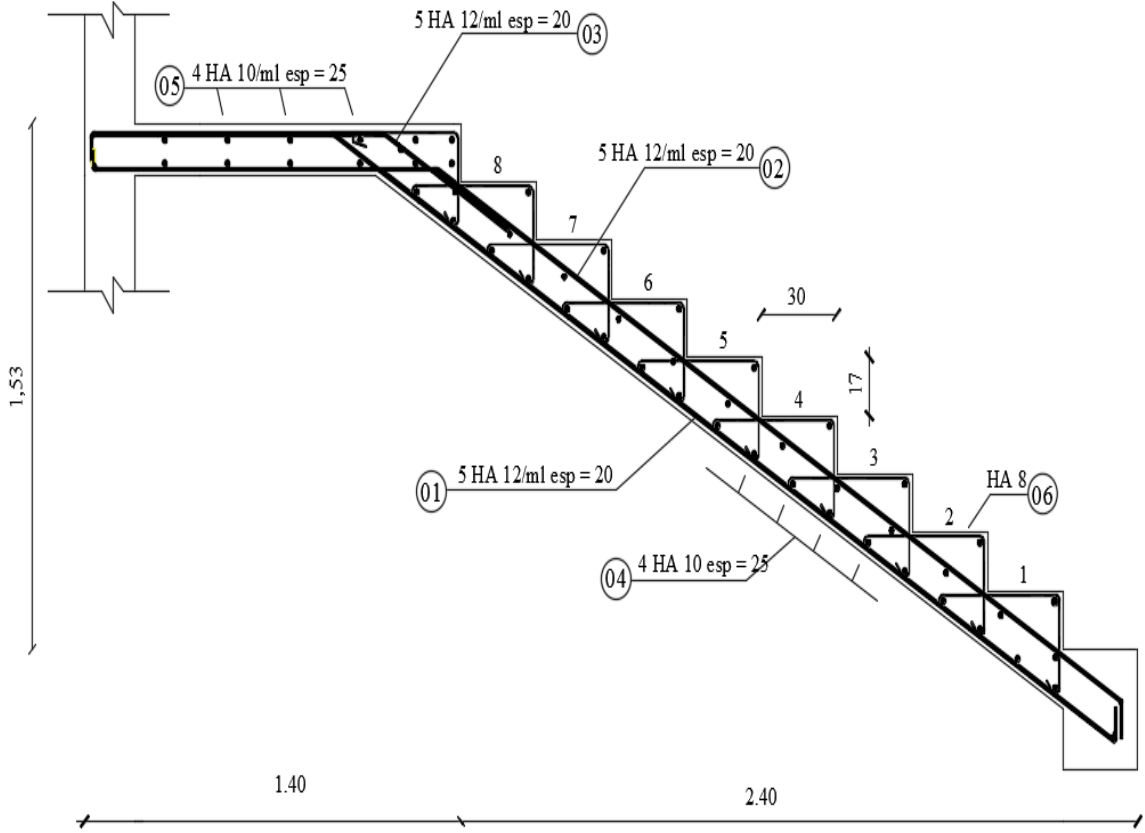
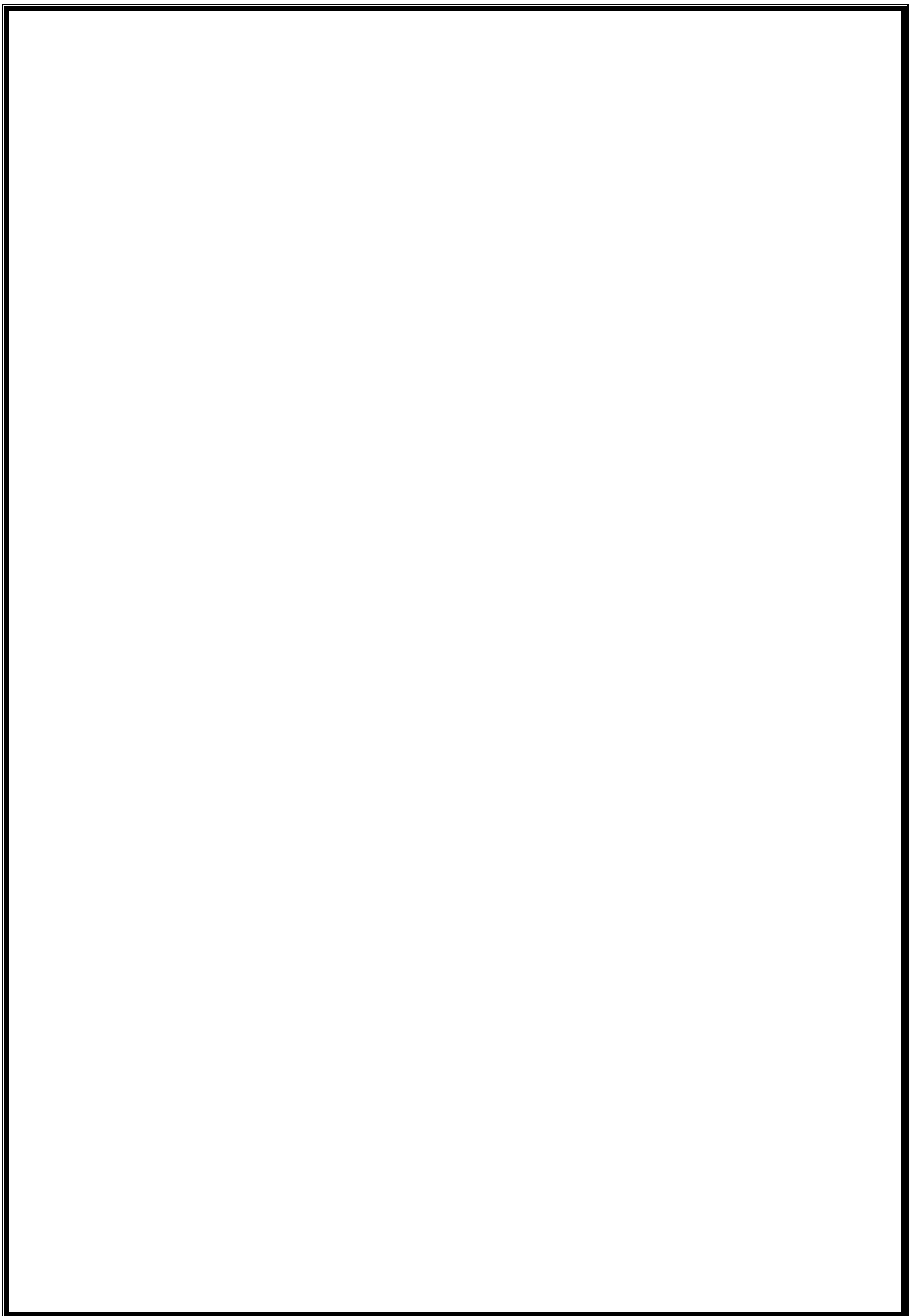


figure III-2-3 :schéma de ferrailage de l'escalier.





## ETUDE DE LA POUTRE PALIERE

### I. Introduction :

La poutre palier est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction de la paillasse. Elle est partiellement encastree dans les poteaux. Sa portée est de 2.90m (entre nu d'appuis).

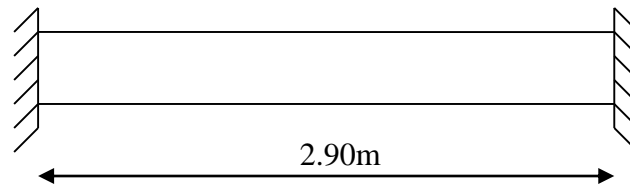


Figure : III.3.1 : Schéma de la poutre palier.

### II. Pré dimensionnement :

- La hauteur  $h_t$  est donnée par la relation suivante :

$$\frac{1}{15} \leq h_t \leq \frac{1}{10}$$

$l$  : longueur libre entre nus d'appuis

$$\frac{290}{15} \leq h_t \leq \frac{290}{10} \Rightarrow 19.33\text{cm} \leq h_t \leq 29\text{m}$$

On opte pour :  $h_t = 25\text{cm}$

- La largeur  $b$  est donnée par la relation suivante :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 10\text{cm} \leq b \leq 17,5\text{cm}$$

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

#### ❖ Recommandations de RPA 2003 (Art 7.5.1)

- La largeur de la poutre  $b \geq 25\text{cm}$  :  
D'après les exigences du RPA ; on opte pour  $b = 30\text{cm}$ .
- La hauteur de la poutre est donnée par  $h \geq 30\text{cm}$  :  
D'après les exigences du RPA ; on opte pour  $h = 35\text{cm}$ .
- La vérification de la condition  $\frac{b}{h} \leq 4$  :

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4$$

⇒ Condition vérifiée

Notre poutre a pour dimension :

$$(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2.$$

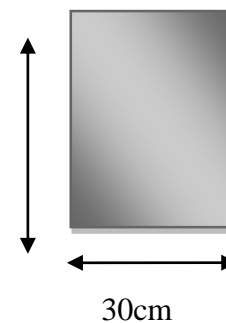


Figure III.3.2 : section de la poutre palier.

**III. Détermination des charges :**

- Poids propre de la poutre :  $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,625 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier à l'ELU :  $R_{up} = 64,16 \text{ KN}$
- Réaction du palier à l'ELS :  $R_{sp} = 46,53 \text{ KN}$

➤ **Combinaison de charges :****ELU :**

$$q_u = 1,35G + R_{up}$$

$$q_u = 1,35 \times 2,625 + 64,16 = 67,70 \text{ KN/ml.}$$

**ELS:**

$$q_s = G + R_{us}$$

$$q_s = 2,625 + 46,53 = 49,15 \text{ KN/ml.}$$

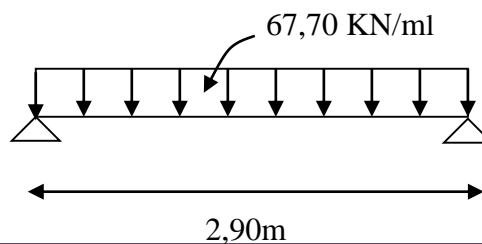
**IV. calcul à l'ELU :**

Figure III.3.2 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELU.

**a) Calcul des efforts internes :**➤ *Moment isostatique :*

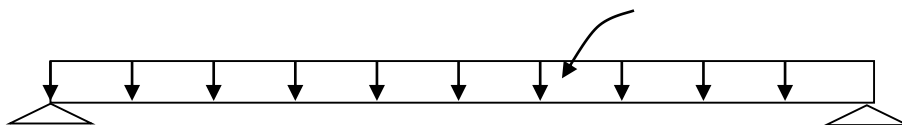
$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{67,70 \times 2,90^2}{8} = 71,17 \text{ KN.m}$$

➤ *Effort tranchant :*

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{67,70 \times 2,90}{2} = 98,16 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{uap} = -0,3M_u = -21,35 \text{ KN.m} \\ M_{utr} = 0,85M_u = 60,50 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**b) Diagramme du moment et de l'effort tranchant :**  $q_u = 37,79 \text{ KN/ml}$ 

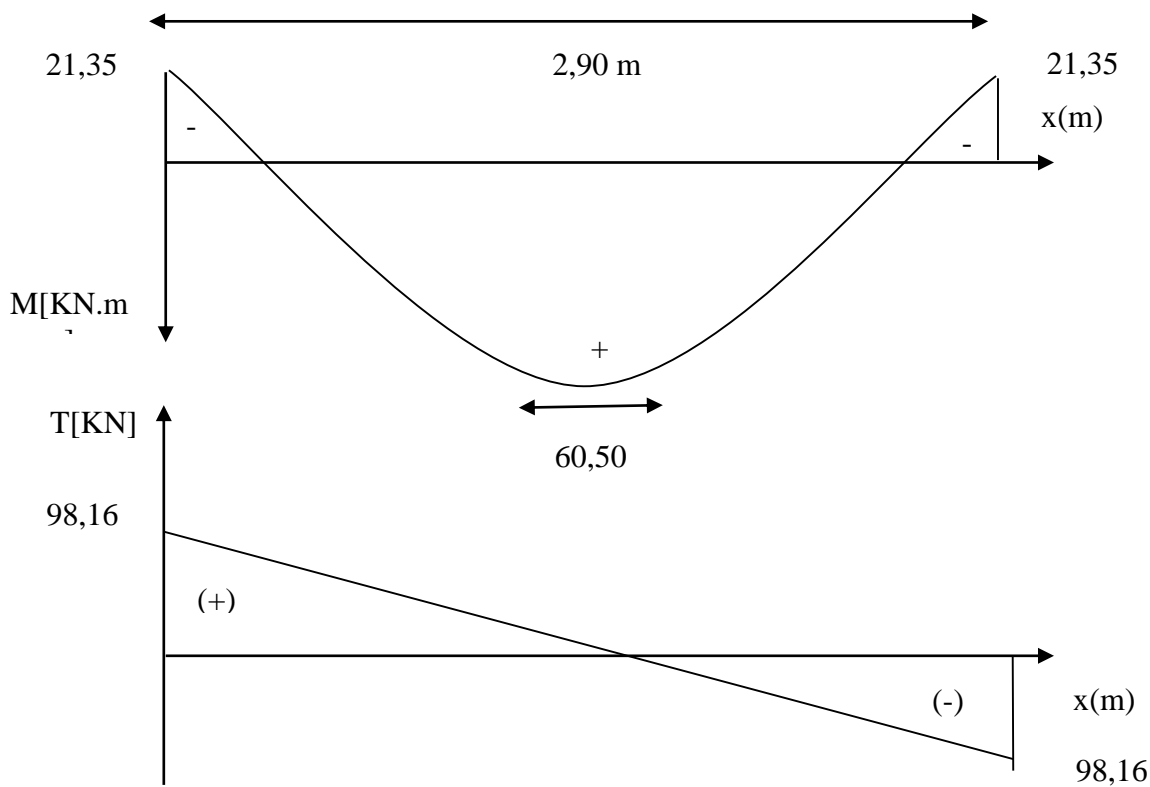


Figure III.3.3 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissants à L'ELU.

### c) Ferrailage :

#### ➤ En travées :

$h = 35 \text{ cm}$ ;  $d = 33 \text{ cm}$ ;  $c = 2 \text{ cm}$ ;  $b = 30 \text{ cm}$ .

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{60,50 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,130$$

$$\mu_t = 0,130 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0,130 \Rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{60,50 \times 10^3}{0,993 \times 33 \times 348} = 5,30 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_{ut} = 3\text{HA}16 = 6,03 \text{ cm}^2$

#### ➤ Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{21,35 \times 10^3}{30 \times (33)^2 \times 14,2} = 0,046 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0,046 \Rightarrow \beta_1 = 0,976$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{21,35 \times 10^3}{0,976 \times 33 \times 348} = 1,90 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_a = 3HA10 = 2,35 \text{ cm}^2$

### V. calcul a l'ELS :

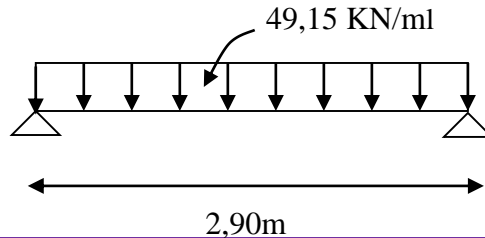


Figure III.3.2 : Schéma statique de la poutre à l'ELS.

#### a) Calcul des efforts internes :

➤ *Moment isostatique :*

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{49,15 \times 2,90^2}{8} = 51,67 \text{ KN.m}$$

➤ *Effort tranchant :*

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{49,15 \times 2,90}{2} = 71,26 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{uap} = -0.3M_u = -15,50 \text{ KN.m} \\ M_{utr} = 0.85M_u = 43,92 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

#### b) Diagramme du moment et de l'effort tranchant :

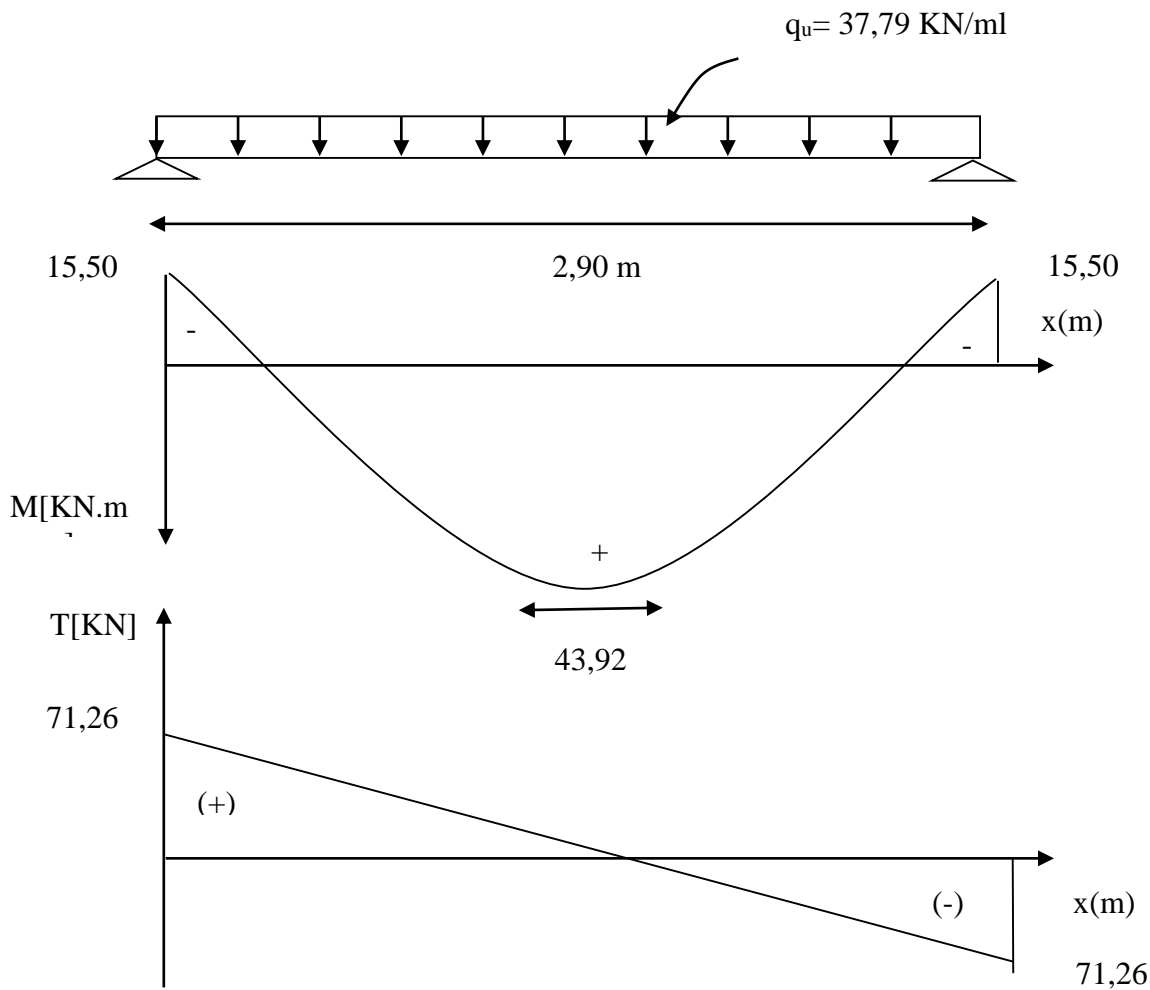


Figure III.3.3 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissants à l'ELS.

## VI. Vérification à l'ELU :

### 1). Condition de non fragilité (Art-A-4.2, 1 BAEL99):

$$A_{\min} = 0,23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,195 \text{ cm}^2$$

a) En travée :  $A_t = 6,03 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,195 \text{ cm}^2$

b) Aux appuis :  $A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,195 \text{ cm}^2$

⇒ Les conditions sont vérifiées.

### 2). Vérification de l'effort tranchant (Art-5-1-2-1 BAEL99) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{ci}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{ 2,5 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{98,16 \times 10^3}{300 \times 330} = 0,99 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,99 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée.}$$

### 3). Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art. 5.1.3.2, BAEL99):

#### a) Influence sur les aciers (BAEL 99 Art A.5.1.):

$$A_a \geq \frac{V_u + \frac{M_a}{0.9d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left\{ V_u + \frac{M_a}{0.9d} \right\}.$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} \left( 98,16 \times 10^3 - \frac{21,35 \times 10^6}{0.9 \times 330} \right) = 75,54 \text{ mm}^2$$

$$A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > 0,75 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée.}$$

#### b) Influence sur le béton :

$$T_{u\max} \leq 0.4b \times 0.9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0.4b \times 0.9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 300 \times 0.9 \times 330 \times \frac{25}{1.5} = 594 \text{ KN} > T_u = 98,16 \text{ KN}$$

$\Rightarrow$  La Condition est vérifiée.

#### c) Vérification de l'adhérence aux appuis :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \times f_{t28}$$

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

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 3 \times 3,14 \times 1,6 = 15,07 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{98,16 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 15,07 \times 10} = 2,19 \text{ MPA}$$

$$f_e \geq 400 \text{ Mps} \Rightarrow \Psi = 1.5$$

$$\tau_u = 2,19 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée.}$$

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

#### 4) Les armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 12 ; 10 ; 30 \} = 10 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8  $A_t = 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$ .

#### 5). Ecartement des barres transversales :

D'après le (RPA2003 Art 7 .5.2.2), l'espacement est donné selon deux zones :

➤ **En zone nodale :**

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b \Rightarrow S_t = \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{2,01}{0.003 \times 30} = 22.33 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi \right\} = \min \{8.75 \text{ cm} ; 19,2 \text{ cm}\}$$

On prend :  $S_t = 8 \text{ cm}$

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 17 \text{ cm}$$

**6). Ancrage des barres (BAEL99 A-6-1-2) :**

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56,43 \text{ cm}$$

Forfaitairement :  $L_s = 40\Phi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$ .

**VII. Vérification à l'ELS :**

**1). Vérification des contraintes :**

➤ *Etat limite de compression du béton :*

$$\sigma_b \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

❖ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{app}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,35}{30 \times 33} = 0.237$$

$$\rho_1 = 0,238 \Rightarrow \beta_1 = 0,922 \text{ et } K = 49,10$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_{app} \cdot \beta \cdot d} = \frac{15,50 \times 10^6}{235 \times 0,922 \times 330} = 216,78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{216,78}{49,1} = 4,41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,41 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée.}$$

❖ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{app}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6,03}{30 \times 33} = 0,610$$

$$\rho_1 = 0,610 \Rightarrow \beta_1 = 0,885 \text{ et } K = 28,41$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{43,92 \times 10^6}{603 \times 0,885 \times 330} = 249,40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{249,40}{28,41} = 8,78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la Condition est vérifiée.}$$

**2). Vérification de la flèche :**

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,35}{2,90} = 0,12 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,35}{2,90} = 0,12 > \frac{31,84}{10 \times 37,46} = 0,085 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,39}{30 \times 33} = 0,0034 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

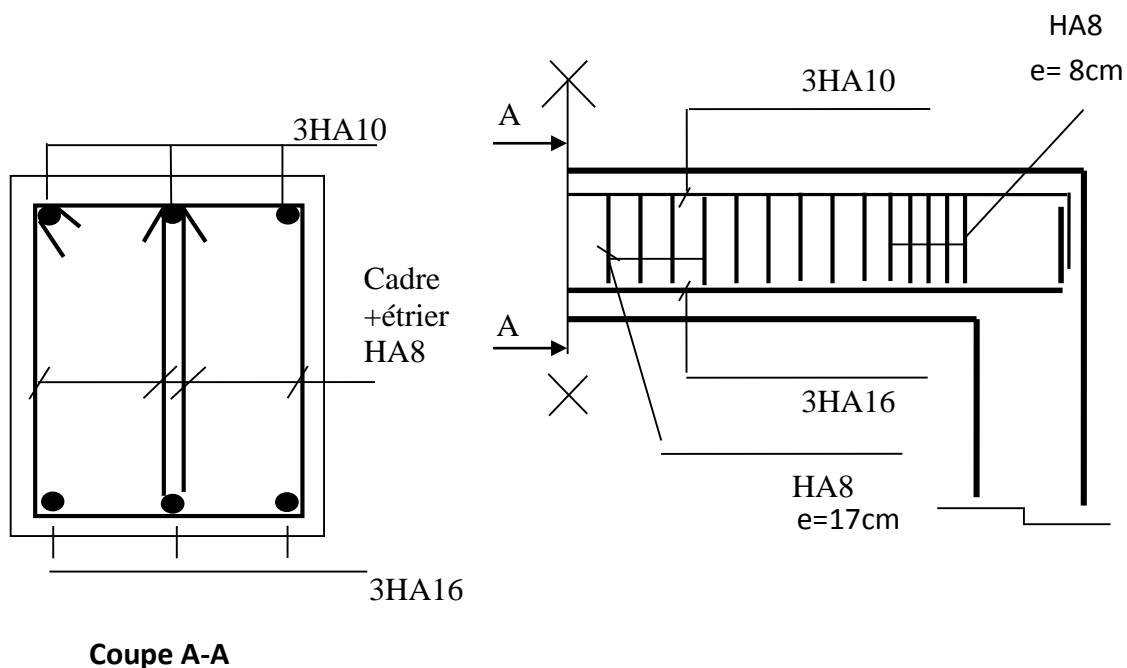
Par conséquent le calcul de la flèche n'est pas nécessaire. .

**3). Etat limite de déformation :**

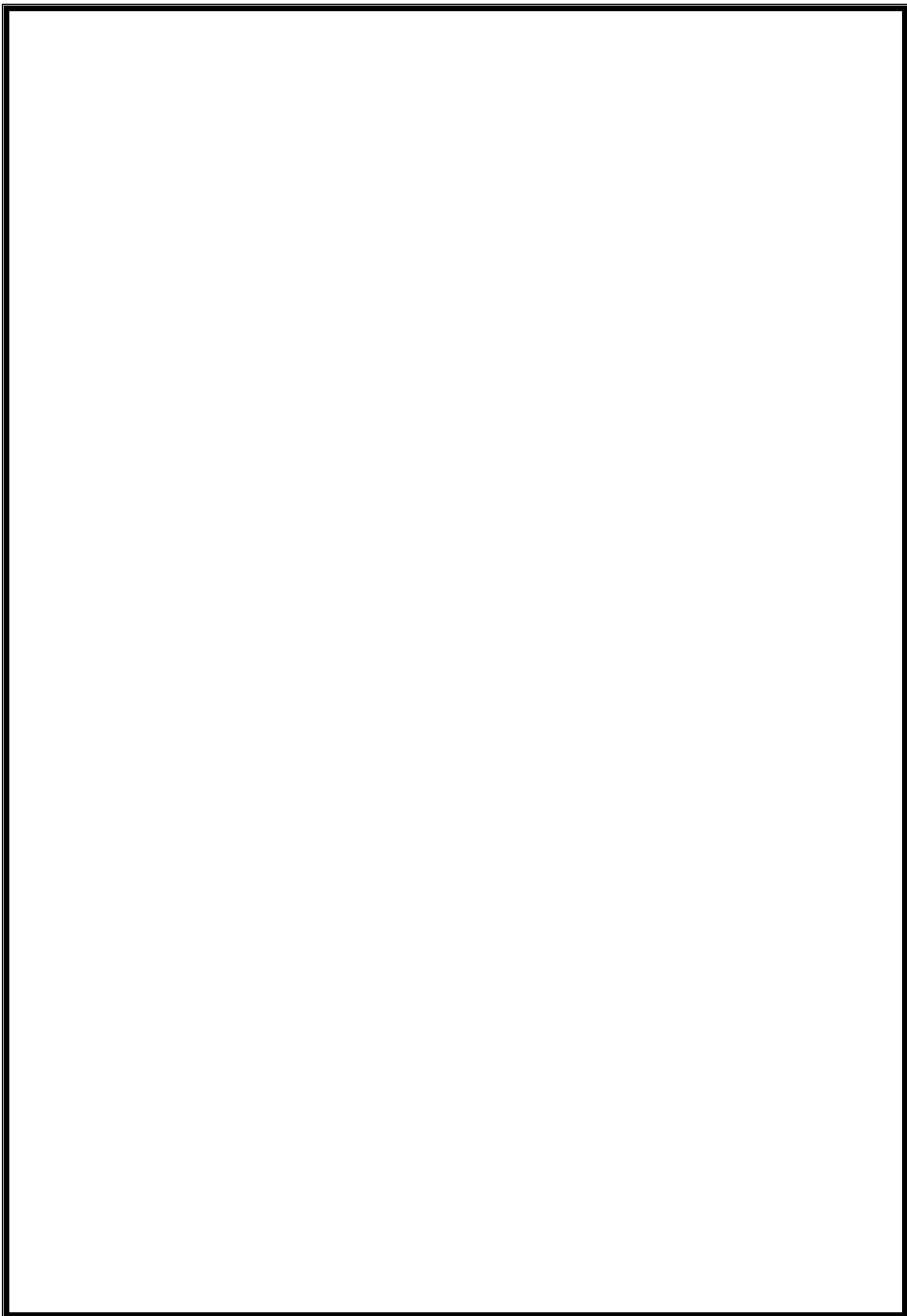
La fissuration étant peu nuisible  $\Rightarrow$  la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

**Conclusion :**

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



**Figure : III.3.3 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.**



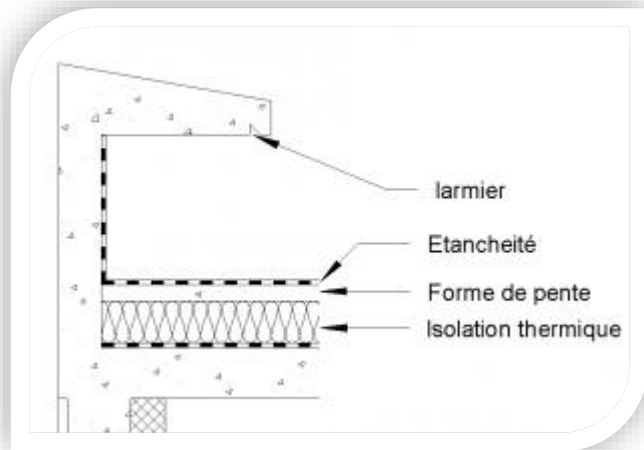
**ETUDE DE L'ACROTÈRE**

**I. Introduction :**

L'acrotère est un élément secondaire de la structure assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et à un effort horizontal ( $Q= 1\text{KN/ml}$ ) dû à la main courante provoquant un moment de renversement (M) dans la section d'encastrement.

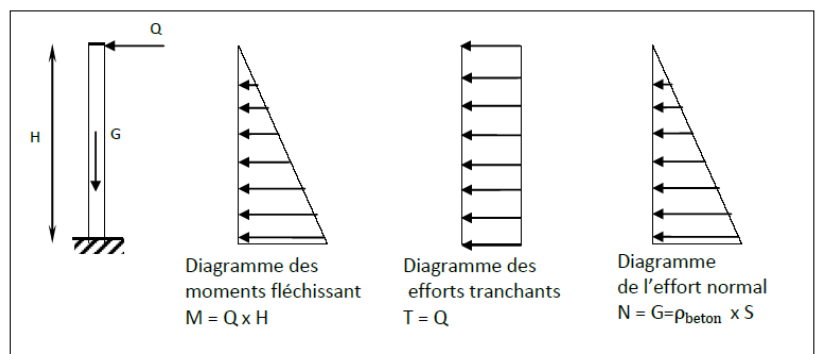
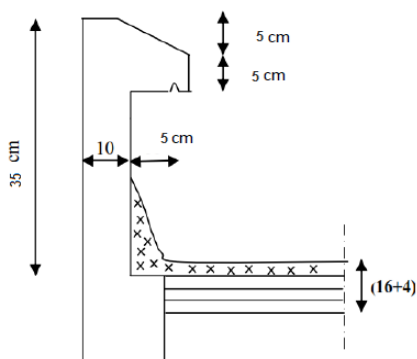
Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande de 1 mètre.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont préjudiciables



**Figure III.4.1 : Acrotère**

**Figure III.4.2 : Coupe verticale de l'acrotère**



**Figure III-4-3 : Coupe verticale et schéma statique de l'acrotère.**

## II. Détermination des sollicitations :

- poids propre de l'acrotère :  $G = 0.9687 \text{ KN/ml}$  (chapitre II)
- Effort horizontal dû à la main courante :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$
- Effort normal dû au poids propre  $G$  :  $N_G = G \times 1 \text{ m} = 0,9687 \text{ KN}$
- Effort tranchant :  $T = Q \times 1 = 1.00 \text{ KN}$ .
- Moment de renversement  $M$  dû à l'effort horizontal :  $M = Q \times H = 1 \times 0,35 = 0,35 \text{ KN.m}$

## III. Combinaisons de charges :

➤ **ELU** : La combinaison est  $(1,35 G + 1,50 Q)$

Effort normal de compression dû à  $G$  : .....  $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 0,9687 = 1,308 \text{ KN/ml}$

Moment de renversement dû à  $Q$  : .....  $M_u = 1,50 \times M_Q = 1,50 \times 0,35 = 0,525 \text{ KN.m}$ .

Effort tranchant :  $T_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$

➤ **ELS** : La combinaison est  $(G + Q)$

Effort normal de compression : .....  $N_s = G = 0,9687 \text{ KN/ml}$

Moment de renversement : .....  $M_s = 0,35 \text{ KN.m}$

Effort tranchant :  $T_s = TQ = 1 \text{ KN}$

## IV. Détermination du ferrailage :

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée par mètre linéaire de l'acrotère.

Pour le calcul, on considère une section rectangulaire avec les données suivantes :

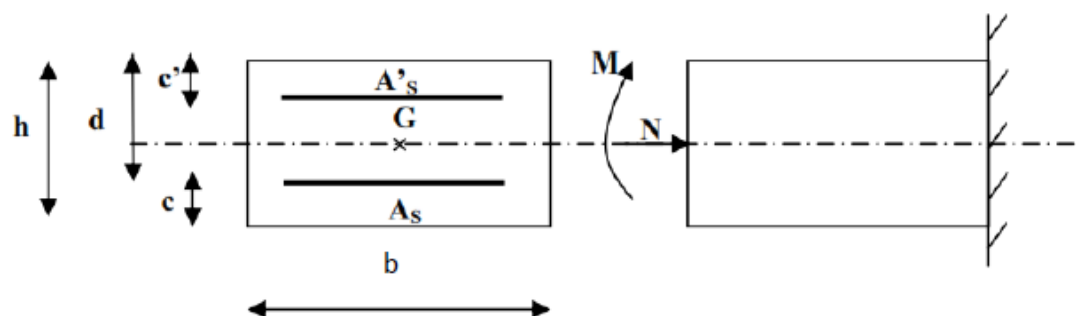


Figure III.4.4 Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

$$b = 100\text{cm}, h = 10\text{ cm}, \quad d = 8\text{ cm}, c' = 2\text{ cm}, f_e = 400\text{ MP} \quad \sigma_{sr} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$$f_{bc} = 14.2\text{MPa}$$

Soit :  $\left\{ \begin{array}{l} c : \text{centre de pression.} \\ e : \text{excentricité.} \end{array} \right.$

### 1) Calcul du centre de pression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,525}{1,308} = 0,40\text{ m} > \frac{h}{2} - c' = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03\text{ m}$$

$$\Rightarrow e_u = 40\text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 3\text{ cm}$$

Donc le centre de pression 'c<sub>p</sub>' se trouve à l'extérieur de la section, et puisque N<sub>u</sub> est un effort de compression, nous pouvons déduire que la **section est partiellement comprimée**.



Le principe de calcul est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif « M<sub>f</sub> » afin de déterminer les armature fictives « A<sub>f</sub> » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A ».

### 2). Le moment de flexion fictif « M<sub>uf</sub> » est donné par :

$$g = e_u + h/2 - c = 0,40 + 0,1/2 - 0,02 = 0,43$$

$$\text{Moment fictif : } M_f = N_u \times g = 1,308 \times 0,43 = 0,562\text{ KN.m}$$

$$M_{uf} = 0,562\text{ KN.m}$$

### 3). Calcul des armatures en flexion simple :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,562 \times 10^3}{100 \times (8)^2 \times 14,2} = 0,006$$

$\mu_b = 0,006 < \mu_l = 0,392$  la section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,006 \longrightarrow \beta = 0,997$$

$$A_f = A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{0,562 \times 10^3}{0,997 \times 8 \times 348} = 0,202 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

#### 4). Calcul des armatures réelles (en flexion composée) :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,202 - \frac{1,308 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,202 - \frac{1,308 \times 10}{348} = 0,164 \text{ cm}^2$$

**A = 0,164 cm<sup>2</sup> → A' = 0** (pas d'armatures comprimées (S.S.A)).

### V. Vérification à L'E.L.U :

#### ➤ Condition de non fragilité (BAEL.91/AN A-4-2-1) :

$$A_{\min} \geq \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,45 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d}$$

Avec :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,35}{0,9687} = 0,361 \text{ m} = 36,1 \text{ cm}$$

$$A_{\min} \geq \frac{0,23 \times 100 \times 8 \times 2.1}{400} + \frac{36,1 - 0,45 \times 8}{36,1 - 0,185 \times 8} = 1,90 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} \geq 0,190 \text{ cm}^2/\text{ml} > 0,164 \text{ cm}^2$  donc on adoptera une section :

➡ **A = A<sub>min</sub> = 1,90 cm<sup>2</sup>/ml**

Soit : 5T8 (A<sub>t</sub> = 2,51 cm<sup>2</sup>/ml) avec un espacement de St = 20 cm

$$\text{Armature de répartition : } A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,6275 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit 4T8 (A = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml) avec un espacement de **St = 10 cm**.

#### ➤ Vérification du cisaillement : (Art A.5.1,1 BAEL 91)

$$V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,0187 \text{ MPa} .$$

\* Fissuration préjudiciable [BAEL 91\_modifié99] :

$$\overline{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa \right\} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.15} ; 4MPa \right\}$$

$$\overline{\tau}_u \leq \min \{2.5 ; 4MPa\} = 2.5 MPa$$

$\Rightarrow \tau_u = 0,0187 MPa < \overline{\tau}_u = 2.5 MPa \implies$  **Condition vérifiée**, (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

➤ **Vérification à l'adhérence des barres :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \Sigma \mu_i} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 12.56 \times 10} = 0,166 MPa$$

Avec :

$$\mu_i = \text{Périmètre utile} = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times \pi \times 0,8 = 12,56 \text{ cm}$$

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement :  $\Psi_s = 1.5$  H.A;  $\Psi_s = 1$  R.L

$$\overline{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa.$$

Donc  $\tau_{se} = 0,166 < \overline{\tau}_{se} = 3,15 \implies$  **condition vérifiée.**

➤ **Espacement des barres :**

La fissuration étant préjudiciable ; donc :

$S_t = 20 \text{ cm} < \min (2h, 25\text{cm}) = 20\text{cm} \implies$  **condition vérifiée.**

➤ **Ancrages des barres verticales :**

La longueur de scellement droit est :  $L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_s}$

$$\tau_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 (2,1) = 2,835 MPa$$

Avec :  $L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2,84} = 281,69 \text{ mm} \implies$  soit  $L_s = 30 \text{ cm}$

## VI. vérification à l'E.L.S :

### 1). Vérifications des contraintes à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

On vérifie que les contraintes maximales du béton et de l'acier sont inférieures aux contraintes limites imposées.

On doit vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \\ \sigma_{sc} \leq \bar{\sigma}_{sc} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{array} \right. \quad \text{avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} : \text{contrainte dans les aciers tendues.} \\ \sigma_{sc} : \text{contrainte dans les aciers comprimée.} \\ \sigma_{bc} : \text{Contrainte dans le béton comprimé.} \\ \bar{\sigma}_{st} : \text{Contrainte limite dans les aciers tendus.} \\ \bar{\sigma}_{sc} : \text{Contrainte limite dans les aciers comprimés.} \\ \bar{\sigma}_{bc} : \text{Contrainte limite dans le béton comprimé.} \end{array} \right.$$

 Dans l'acier (BAEL / Art A-4-5,33) :

$\sigma_{sc} \leq \bar{\sigma}_{sc}$   il n'y a pas lieu de vérifier car il n'y a pas d'aciers comprimés (SSA).

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_v}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_v}{bd} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 8} = 0,313$$

$$\beta_1 = 0,913 \rightarrow K = 42,47$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,35 \times 10^3}{0,913 \times 8 \times 2,51} = 19,09 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left\{ 2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right\}$$

$\eta = 1,6$  pour les Barres H.A

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266,66 ; 201,633 \} = 201,633 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 19,09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,633 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

 Dans le béton :

Il faut vérifiée :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K} \sigma_{st} = 0,0235 \times 19,09 = 0,45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

## 2). Vérifications au séisme : (R.P.A.99-Art.6.2.3)

Les forces horizontales de calcul agissant sur les éléments non structuraux et les équipement ancrés à la structure sont calculées selon la formule :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone (RPA99, art 4.2.3 tableau 4-1) :

dans notre cas Zone II

Groupe d'usage 2

$$A = 0,25$$

C<sub>p</sub> : Facteur de force horizontale variant entre (0.3 et 0.8)

Pour les éléments secondaires C<sub>p</sub> = 0.3

W<sub>p</sub> : Poids de l'acrotère = 0.9687 kN/ml

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,3 \times 0,9687 = 0,290 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 0,290 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

### CONCLUSION :

Après les différents calculs et vérifications effectuées, nous adoptons le ferrailage suivant pour notre acrotère :

- ❖ Armatures principales : **5HA8** avec un espacement **St = 20 cm**.
- ❖ Armatures de répartitions : **4HA8** avec un espacement **St = 10 cm**.

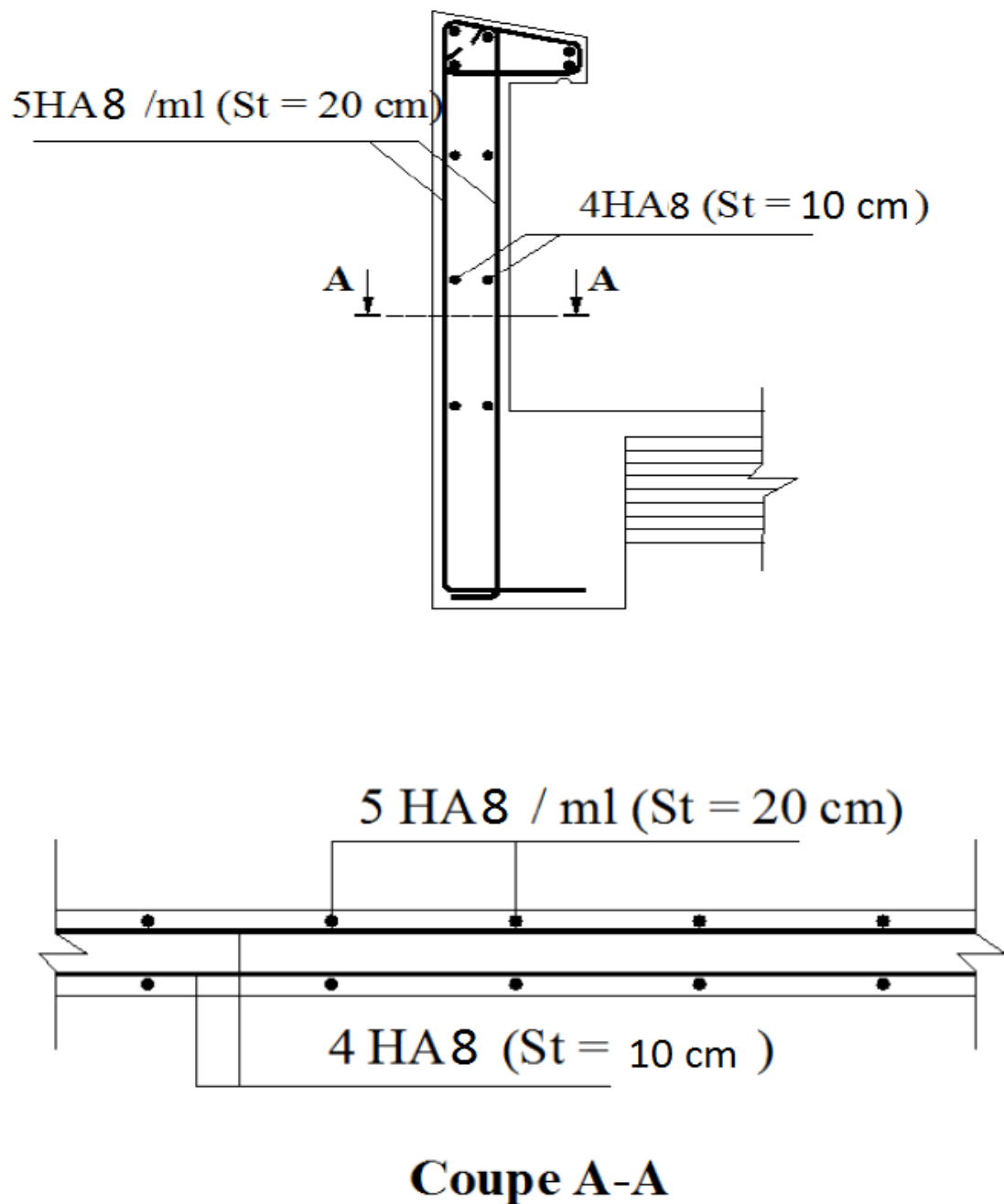
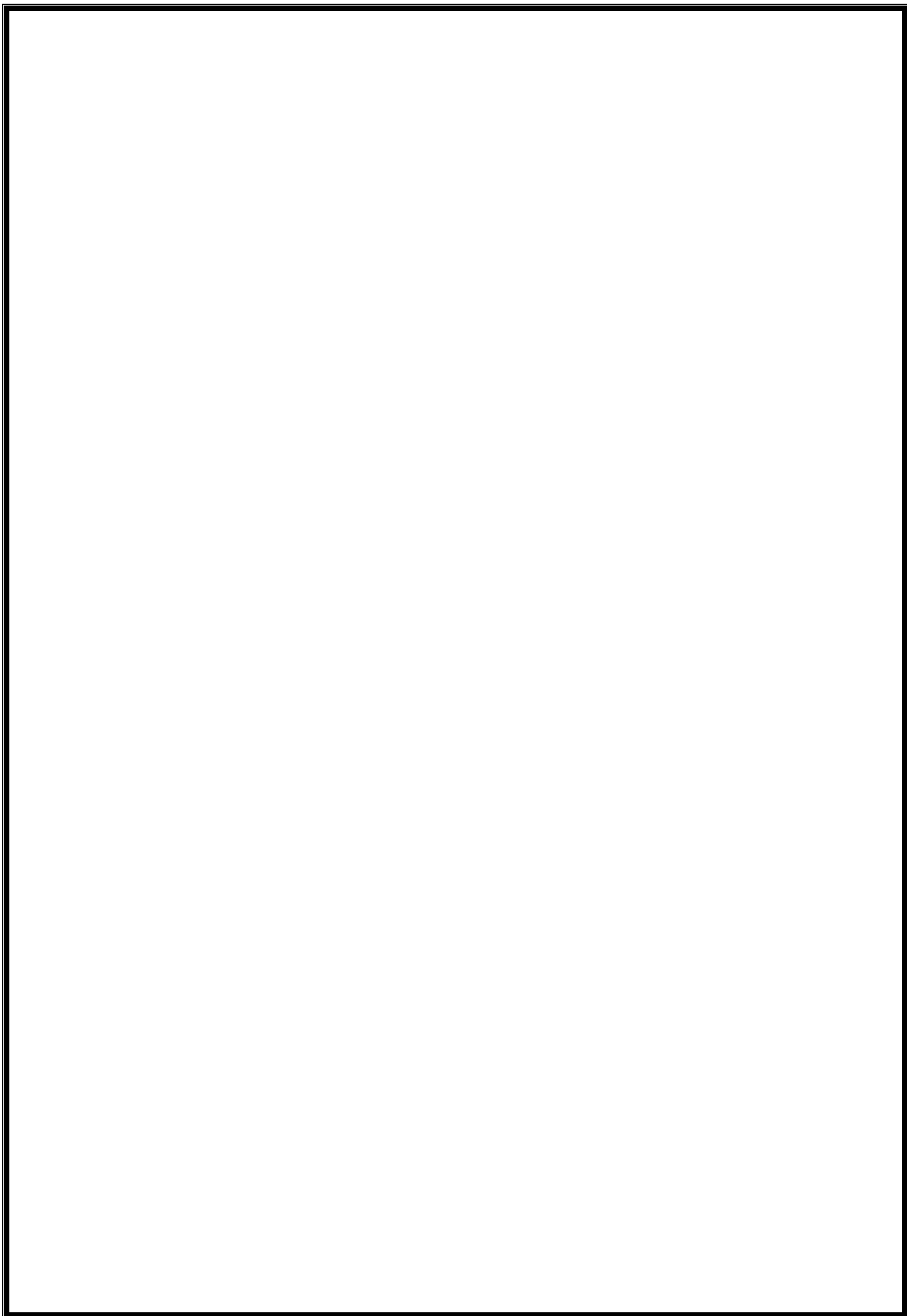


Figure III-4-5 :schéma de ferrailage de l'acrotère.



**ETUDE DE LA DALLE SALLE MACHINE.****I-Introduction :**

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure, un ascenseur a été prévu pour faciliter la circulation verticale entre niveaux.

La dalle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle (U×V) surface d'impact au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments dans les deux direction au milieu du panneau.

- ✚ La surface de la cabine est ( $1.60 \times 1.60 = 2.56 \text{ m}^2$ )
- ✚ En plus de son poids propre, la dalle est soumise à une charge localisée au centre du panneau estimée à 9 tonnes ( $P = 90 \text{ KN}$ ) répartie sur une surface de ( $80 \times 80$ )  $\text{cm}^2$  transmise par le système de levage de l'ascenseur.
- ✚ La charge d'exploitation Q est prise égale à  $1 \text{ KN/m}^2$

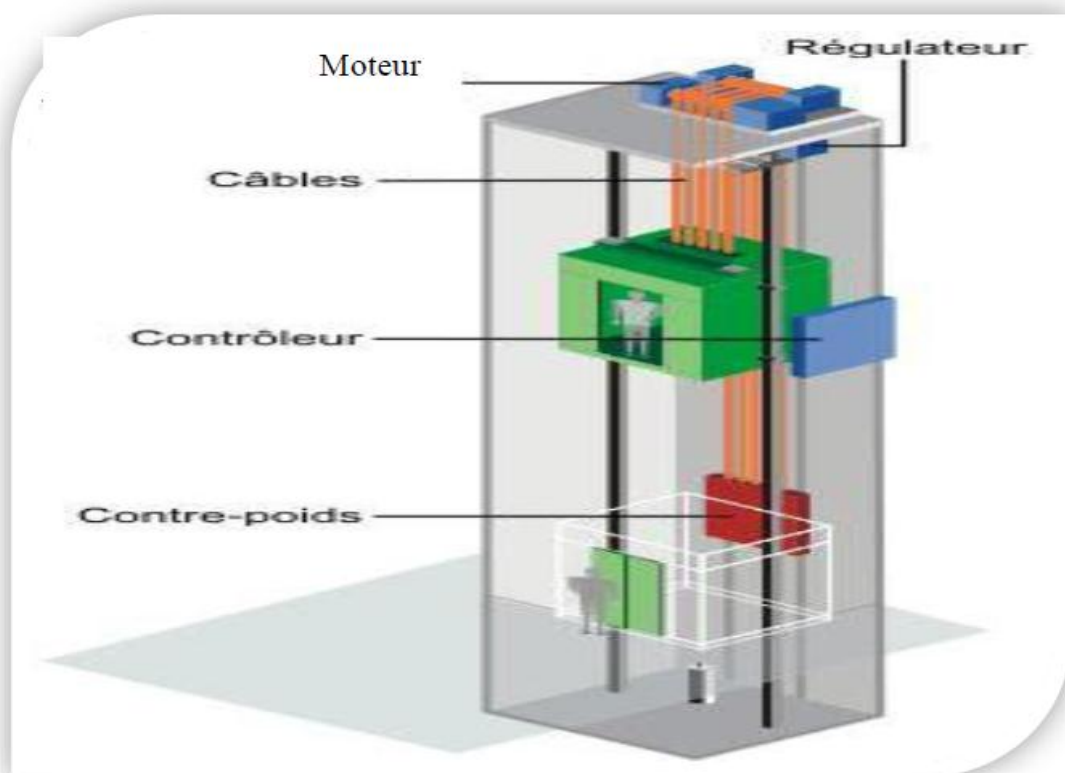
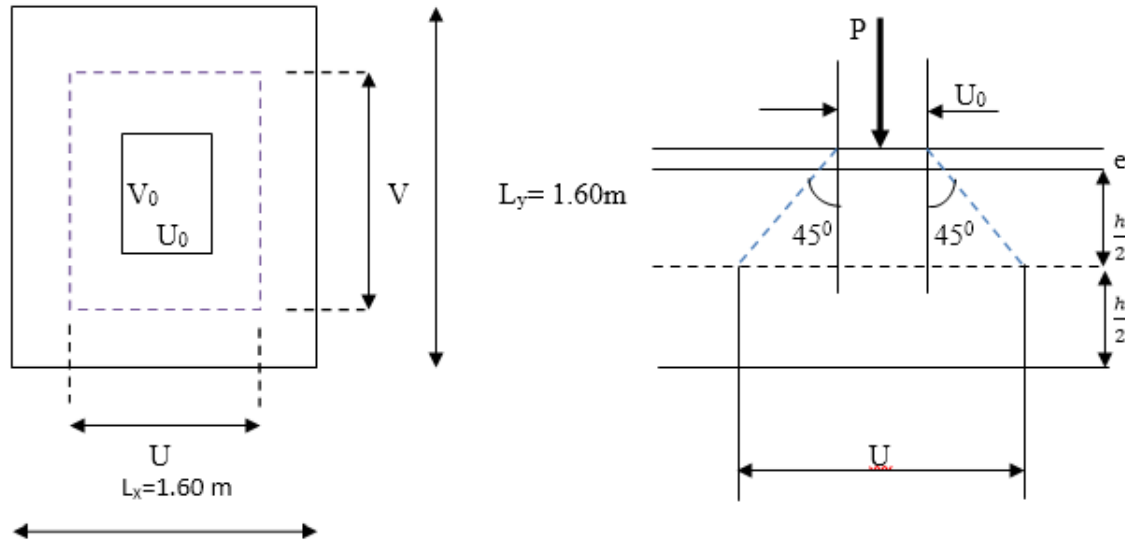


Figure III-5-1 : Salle machine.

**II. Dimensionnement :**



L'épaisseur de la dalle  $h_t$  doit satisfaire les conditions suivantes :

Dans notre cas c'est une dalle isolée.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,60}{1,60} = 1 \Rightarrow 0,4 \leq \rho \leq 1 \quad \text{donc} \quad h_t = \frac{l_x}{30} = \frac{160}{30} = 5,33 \text{ cm}$$

**NB :** le RPA 2003 exige une hauteur  $h_t \geq 12 \text{ cm}$ , ainsi, nous adoptons une hauteur :  **$h_t = 15 \text{ cm}$** .

#### • Calcul de U et V :

$U, V$  : Dimensions du rectangle sur lequel s'applique la charge  $P$  compte tenu de la diffusion à  $45^\circ$  dans le revêtement et la dalle de béton, elles sont déterminées au niveau du feuillet moyen de la dalle.

$$u = u_0 + 2 \cdot \xi \cdot e + h_0$$

$$v = v_0 + 2 \cdot \xi \cdot e + h_0$$

Avec:

$\xi$  : coefficient de la nature de revêtement  $\Rightarrow \xi = 1$  (revêtement aussi solide que le béton).

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

$h_0$  : épaisseur de la dalle.

$u_0, v_0$  : surface de contact, zone dans laquelle  $P$  est concentrée ( $u_0 = v_0 = 80 \text{ cm}$ )

AN :

$$u = 0,8 + 2 \cdot 1 \cdot 0,05 + 0,15 = 105 \text{ cm}$$

$$v = 0,8 + 2 \cdot 1 \cdot 0,05 + 0,15 = 105 \text{ cm}$$

### III. Détermination des sollicitations :

### ✚ A L'ELU :

Poids propre de la dalle  $G = 0.15 \times 25 \times 1 = 3.75$  KN/ml (bande de 1m de largeur)

La surcharge d'exploitation  $Q$  est prise égale à  $1$  KN/m<sup>2</sup>

$P_u = 1,35 P = 1,35 \times 90 = 121.5$  KN (charge concentrée du système de levage)

$q_u = 1,35G + 1,5 Q = 1,35 \times 3.75 + 1,5 \times 1 = 6.56$  KN/ml (charge uniformément répartie)

### ✚ A L'ELS:

$P_s = P = 90$  KN

$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75$  KN/ml

## IV. Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise à une charge localisée centrée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux directions.

### 1). Les moments $M_{x1}$ , $M_{y1}$ engendré par le système de levage :

Les moments au milieu de la dalle pour une bande de 1 m de largeur dans le sens de la petite portée et de la grande portée sont respectivement :

$$M_{x1} = P_u (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = P_u (M_2 + \nu M_1)$$

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} \nu = 0 & \text{à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

$M_1$  et  $M_2$  : coefficients donnés en fonction de  $(\rho ; \frac{u}{l_x} ; \frac{v}{l_y})$  à partir des abaques de PIGEAUD.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,60}{1,60} = 1 \quad ; \quad \frac{u}{l_x} = \frac{1,05}{1,60} = 0,65 \quad ; \quad \frac{v}{l_y} = \frac{1,05}{1,60} = 0,65$$

A partir des abaques de PIGEAUD et après interpolation on obtient :

$$M_1 = 0,070 ; M_2 = 0,070$$

$$\text{À l'ELU : } M_{x1} = P_u \cdot M_1$$

$$M_{y1} = P_u \cdot M_2$$

$$M_{x1} = p_u \cdot M_1 = 121,5 \cdot 0,070 = 8,50 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = p_u \cdot M_2 = 121,5 \cdot 0,070 = 8,50 \text{ kN.m}$$

**b). Calcul de  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre et à la surcharge de la dalle pleine :**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,60}{1,60} = 1 \rightarrow 0,4 \leq \rho \leq 1$$

Panneau rectangulaire isolé portant dans les deux directions. Donc, on considère au milieu de chaque portée une bande de 1 m de largeur.

Le calcul se fera par application de la méthode exposée dans l'annexe E3 du (BAEL 91 modifié 99).

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

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

$M_{x2}$  : Le moment fléchissant dans le sens de  $L_x$ .

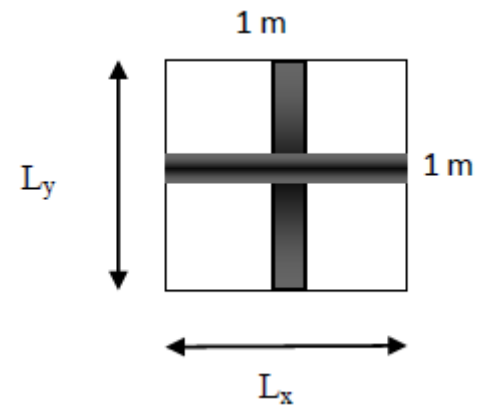
$M_{y2}$  : Le moment fléchissant dans le sens de  $L_y$ .

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : coefficients donnés en fonction de  $\rho$  et  $\nu$

$$\left. \begin{array}{l} \rho = 1 \\ \nu = 0 \text{ (à l'ELU)} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,00 \end{array}$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0368 \cdot 6,56 \cdot 1,6^2 = 0,618 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 1 \cdot 0,618 = 0,618 \text{ kN.m}$$

**c). Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8,50 + 0,618 = 9,118 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8,50 + 0,618 = 9,118 \text{ kN.m}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront déterminés en leur effectuant le coefficient de **(0,95)** en travée et **(0,3)** aux appuis.

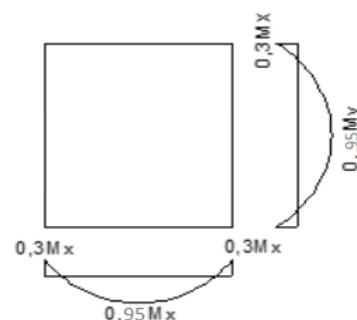
- Moments en travée :

$$M_{tx} = 0,95 \cdot 9,118 = 8,66 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,95 \cdot 9,118 = 8,66 \text{ kN.m}$$

- Moments aux appuis :

$$M_x^a = M_y^a = 0,3 \cdot 9,118 = 2,73 \text{ kN.m}$$



**d). Détermination de la section des armatures :**

Le calcul des armatures s'effectue en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur de la dalle, et nous avons un même ferrailage dans le sens x-x et dans le sens y-y.

- **En travée :**

On a:  $d = 13$ ,  $c = 2$ cm,  $M_{tx} = M_{ty} = 8,66$  kN.m,  $b = 100$ cm

$$\mu = \frac{M_t}{b d_x^2 f_{bc}} = \frac{8,66 \cdot 10^3}{100 \cdot (13)^2 \cdot 14,2} = 0,036$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée.

À partir des abaques, on détermine la valeur de  $\beta$  correspondant.

$$\mu = 0,036 \rightarrow \beta = 0,982$$

$$A_x = \frac{M_{xt}}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{8,66 \cdot 10^3}{0,982 \cdot 13 \cdot 348} = 1,95 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **4HA10/ml = 3,14cm<sup>2</sup>** avec **St=25cm**

- **Aux appuis :**

On a:  $d = 13$ ,  $c = 2$ cm,  $M_x^a = M_y^a = 2,73$  kN.m,  $b = 100$ cm

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{2,73 \cdot 10^3}{100 \cdot (13)^2 \cdot 14,2} = 0,011$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée.

à partir des abaques, on détermine la valeur de  $\beta$  correspondant.

$$\mu = 0,011 \rightarrow \beta = 0,9945$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2,71 \cdot 10^3}{0,9945 \cdot 13 \cdot 348} = 0,6 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **4HA8/ml = 2,01 cm<sup>2</sup>** avec **St=25cm**

**V. Vérification à l'ELU :****a).Condition de non fragilité (BAEL91 modifié 99/ Art B.7.4) :**

$$\omega_x = \frac{A^{\min}}{b \cdot h} \geq \omega_o \cdot \frac{3 - \rho_x}{2}$$

Avec :  $\omega_o = 0,0008$  pour  $f_e E400$

$\omega_x$  : Pourcentage d'acier en travée dans le sens x - x.

$A_{\min}$  : section minimale d'armatures

$$A^{\min} \geq 0,0008 \frac{3-1}{2} \cdot 100 \cdot 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 \succ A^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_a = 2,01 \text{ cm}^2 \succ A^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b). Espacement des armatures : (BAEL91 modifié 99/ Art A.8.2.42).**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : (charges concentrées)

Armatures principale :

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min(2h; 25\text{cm}) = 30 \text{ cm.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Armatures de répartitions :

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**c). Condition de non Poinçonnement (BAEL91 modifié 99/ Art A.5.2.42) :**

Ou admet qu'aucune armature transversale n'est nécessaire si la condition suivante est satisfaite.

$$Q_u \leq 0,045 \mu_c h_t \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :  $Q_u$  : charge de calcul à l'ELU.

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

$h_t$  : épaisseur de la dalle.

$$\mu_c = 2(u + v) = 2(1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m.}$$

$$Q_u = 1,35 \cdot 90 = 121,5 \text{ kN} \leq 0,045 \cdot 4,2 \cdot 0,15 \cdot \frac{25 \cdot 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

**d). Diamètre maximal des armatures (BAEL91 modifié 99/ Art A.8.2.42) :**

On doit vérifier que :

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

$$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**e). Contrainte tangentielle : (BAEL91 modifié 99/ Art A.5.2,2)**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} \leq 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$b=1\text{m}=1000\text{mm}; d=0,9ht=0,9 \times 15=13,5\text{cm}=135\text{mm.}$$

- Au milieu de U :

On a

$$T_u = \frac{P_u}{2U+V} \text{ avec } p_u = 1,35 \cdot G = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$T_u = \frac{121,5}{2 \times 1,05 + 1,05} = 38,57 \text{ KN.}$$

- **Au milieu de V :**

On a :

$$T_u = \frac{p_u}{3 \cdot V} = \frac{121,5}{3 \cdot 1,05} = 38,57 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} = \frac{38,57 \cdot 10^3}{1000 \cdot 135} = 0,29 \text{ MPa.}$$

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

$$\tau_u = 0,29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,47 \text{ MPa}$$



**Condition vérifiée.**

## VI. Calcul à l'état limite de service (L'ELS):

**a) Les moments  $M_{x1}$ ,  $M_{y1}$  engendré par le système de levage :**

$$M_{x1} = q_s (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = q_s (M_2 + \nu M_1)$$

$$q_s = P = 90 \text{ kN} \quad ; \quad \nu = 0,2 \quad \text{à ELS}$$

$$M_1 = 0,070 \quad ; \quad M_2 = 0,070$$

$$M_{x1} = 90 (0,070 + 0,2 \cdot 0,070) = 7,56 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = 90 (0,070 + 0,20 \cdot 0,070) = 7,56 \text{ kN.m}$$

**b) Calcul de  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dûs au poids propre et à la surcharge de la dalle pleine :**

$$\rho = 1 \Rightarrow \mu_x = 0,0442 \quad ; \quad \mu_y = 1,00$$

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

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

$$q_s = G + Q = 4,75 \text{ kN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0442 \cdot 4,75 \cdot 1,6^2 = 0,54 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = 1,0 \cdot 0,54 = 0,54 \text{ kN.m}$$

**c) Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7,56 + 0,54 = 8,1 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,56 + 0,54 = 8,1 \text{ kN.m}$$

- **En tenant compte de l'encastrement partiel :**

- Moments en travée :

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,95 \cdot 8,1 = 7,695 \text{ kN.m}$$

- Moments aux appuis :

$$M_x^a = M_y^a = 0,3 \cdot 8,1 = 2,43 \text{ kN.m}$$

## VII. Vérification à l'ELS :

### a). Etat limite de fissuration :

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

### b). Vérifications des contraintes dans le béton et les aciers :

- **En travée :**

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 ; M_t = 7,695 \text{ kN.m}$$

On doit avoir  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

$$\rho = \frac{100 A_t}{b d} = \frac{100 \cdot 3,14}{100 \cdot 13} = 0,241$$

des tableau , on tire les valeurs de  $k_1$  et  $\beta_1$  :  $k_1 = 48,75$ ;  $\beta_1 = 0,921$

$$\sigma_{st} = \frac{7,695 \cdot 10^6}{0,921 \cdot 130 \cdot 314} = 221,17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{221,17}{48,75} = 4,55 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$A_{ty} = 2,01 \text{ cm}^2 ; M_x^a = M_y^a = 2,43 \text{ kN.m}$$

On doit avoir  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

$$\rho = \frac{100 A_a}{b d} = \frac{100 \cdot 2,01}{100 \cdot 13} = 0,155$$

$$\rho = 0,155 \Rightarrow k_1 = 62,4 ; \beta_1 = 0,936$$

$$\sigma_{st} = \frac{2,43 \cdot 10^6}{0,936 \cdot 130 \cdot 201} = 99,35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{99,35}{62,4} = 1,59 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

**c). Vérification de la flèche :**

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

$$1) \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 \cdot M_x} ;$$

$$2) \frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} .$$

Avec :

h : hauteur de dalle.

$M_{tx}$  : Moment en travée de la dalle continue dans la direction  $l_x$

$M_x$  : Moment isostatique dans la direction de (x-x) pour une bande de largeur égale à (1m).

$A_x$  : Section d'armature par bande de largeur égale à 1(m).

d : La hauteur utile de la bande.

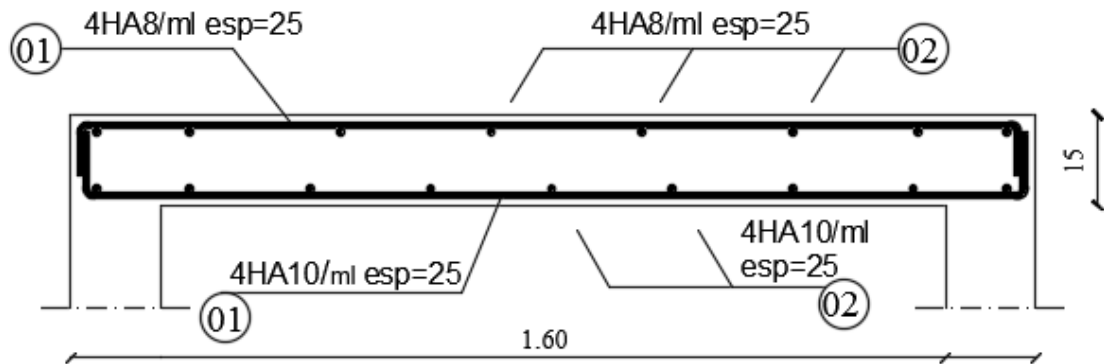
b : La largeur de bande égale à (1m).

$$1) \frac{h}{l_x} = \frac{15}{160} = 0,093 \succ \frac{M_{tx}}{20 \cdot M_x} = \frac{0,85 \cdot 8,1}{20 \cdot 8,1} = 0,042 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{A_x}{b \cdot d} = \frac{3,41}{100 \cdot 13} = 0,0024 \prec \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire dans notre cas.

sens X-X



sens Y-Y

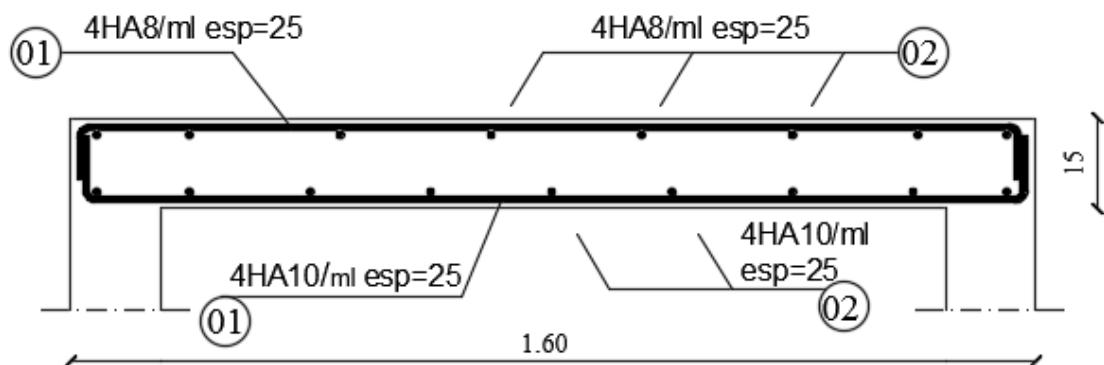


Figure III-5-2 :schéma de ferrailage.



# **Chapitre IV :**

# **Modélisation de la**

# **structure**

## I. Introduction :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement est souvent complexe et demande un calcul très fastidieux, donc le calcul manuel est peu fiable. Pour cela l'utilisation de l'outil informatique est devenu indispensable afin d'avoir des résultats proches des résultats réels dans des délais réduits.

Plusieurs programmes de calcul sont basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures, dont ETABS, ROBOT, SAP...etc. Pour notre étude nous avons utilisé ETABS.

## II. Description du logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analysis Building System) :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de Génie Civil à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces verticales et horizontales dues au séisme, il permet aussi :

- ➔ La modélisation de tous types de structures
- ➔ La prise en compte des propriétés des matériaux
- ➔ Le calcul et le dimensionnement des éléments
- ➔ L'analyse des effets dynamiques et statiques
- ➔ La visualisation des déformées, des efforts internes, des modes de vibration ....etc.
- ➔ Le transfert de données avec d'autres logiciels

## III. Choix de la Méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- méthode statique équivalente,
- méthode d'analyse modale spectrale,
- méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Dans notre cas nous utilisons la méthode modale spectrale avec un spectre de réponse défini dans le (RPA99/version 2003).

### 1). Présentation de la méthode dynamique modale spectrale :

La méthode modale spectrale consiste en l'analyse dynamique de la structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse. Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques

### III. Étapes de modélisation :

Dans notre étude, nous avons utilisés la version ETABS 9.6.

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- introduction de la géométrie du modèle,
- spécification des propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier...etc),
- spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile...etc.),
- définition des charges statiques (G, Q),
- introduction du spectre de réponse (E) selon le (RPA99 /version2003),
- définition de la charge sismique E,
- chargement des éléments,
- introduction des combinaisons d'actions,
- déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

#### 1). Introduction de la géométrie du modèle :

##### a. Choix des unités

La première étape consiste à choisir un système d'unités pour la saisie de données dans l'ETABS En bas de l'écran, l'unité utilisée dans notre cas est (KN.m).



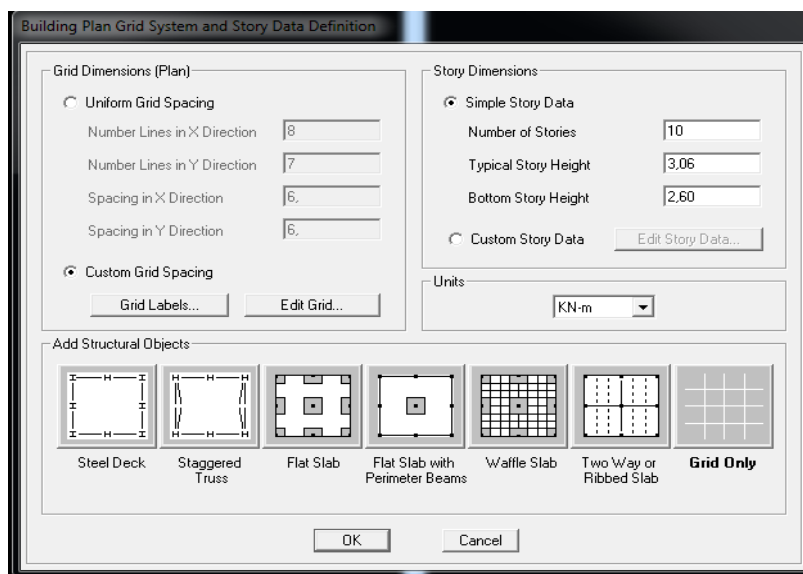
##### b. Géométrie de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran, nous sélectionons : **File** → **New model**.

Dans la fenêtre qui apparait nous cliquons sur : **No**.

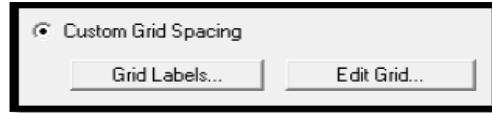
Cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portique suivant x-x : 8
- Le nombre de portique suivant y-y : 7
- Le nombre d'étages : 10 niveaux.

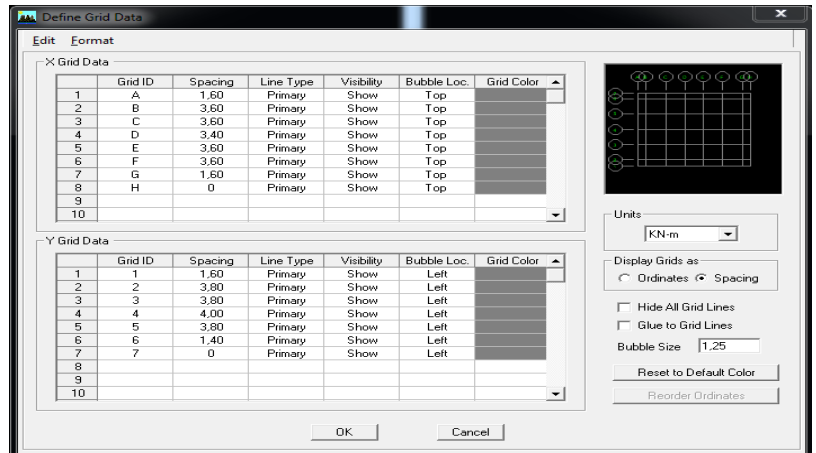
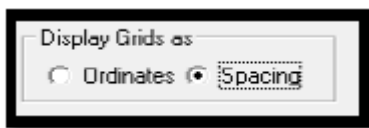


**C. Modification de la géométrie de base :**

Nous allons procéder à la modification des longueurs des travées et des hauteurs d'étage. Nous cliquons sur **Custom** → **Grid Edit Grid**



Dans la fenêtre ci-après, nous cliquons sur **Spacing** puis, nous introduisons les distances des trames suivant X-X et Y-Y.

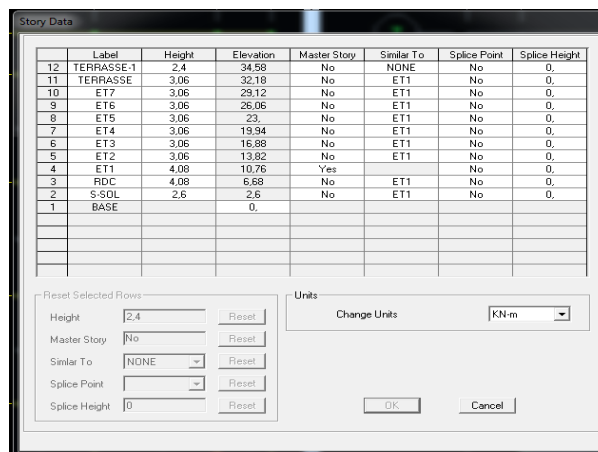


Par la suite nous cliquons sur **Ok**.

- Etages

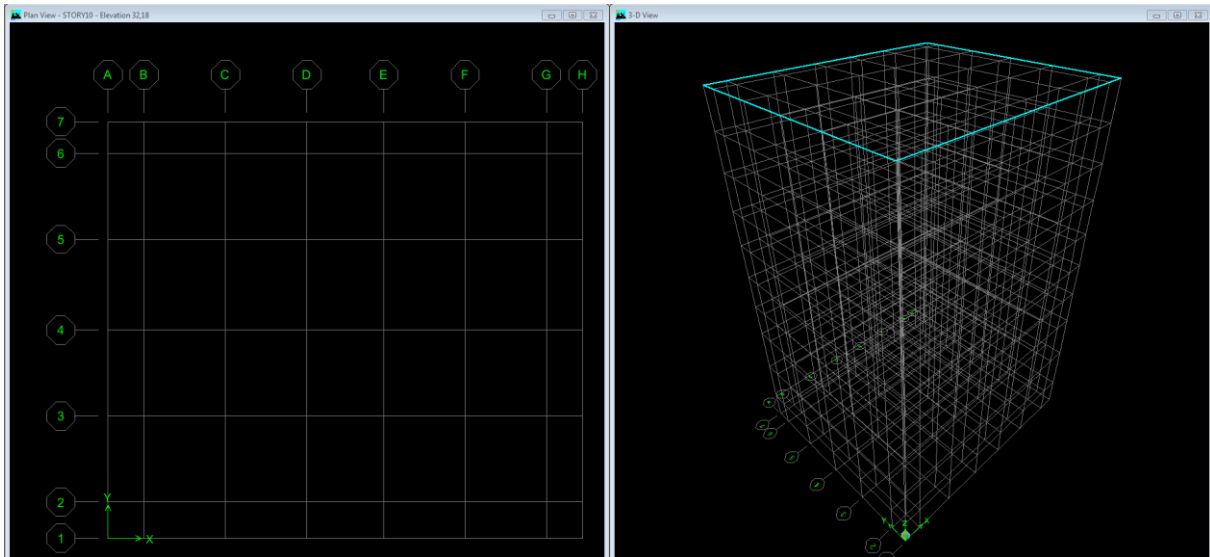
Sur **story dimensions** nous introduisons le nombre de planchers que nous avons (Number of stories), puis **Custom Story Data Edit Story Data**.

Nous introduisons les hauteurs des différents étages



**N.B :** Les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.

Après validations des étapes précédentes, nous obtenons deux fenêtres représentant la structure différemment l'une en 3D et l'autre en 2D comme indiqué sur la figure :

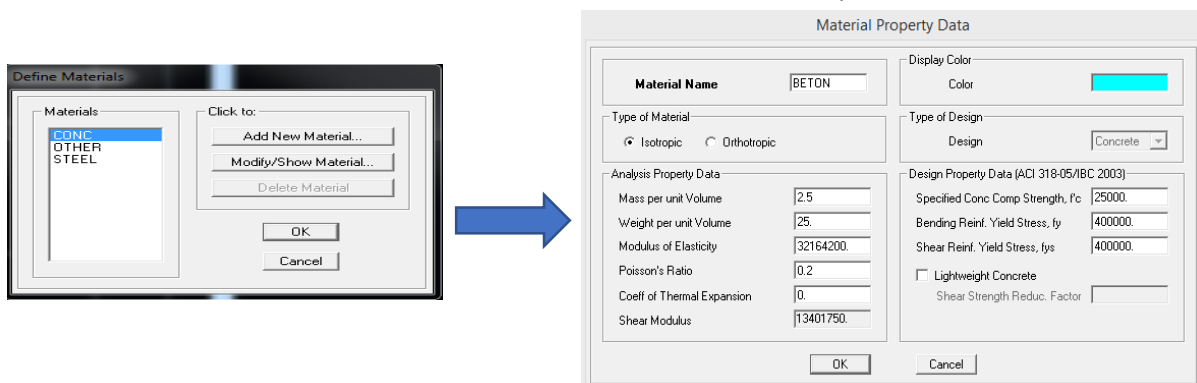


## 2). Spécification des propriétés mécaniques des matériaux :

On clique sur **Define Materials**, on sélectionne **Concrete** (béton) puis on clique Sur **Modify/Show System** puis on introduit les caractéristiques mécaniques suivantes :

Le béton :


- Masse volumique béton :  $25 \text{ KN/m}^3$
- Poids volumique béton :  $25 \text{ KN/m}^3$
- Module de Young:  $32164200 \text{ KN/m}^2$
- Contrainte max du béton à la compression :  $25000 \text{ KN/m}^2$
- Contrainte max des aciers longitudinaux :  $400000 \text{ KN/m}^2$
- Contrainte max des aciers transversaux :  $400000 \text{ KN/m}^2$



Le matériau neutre (autre) :

- Masse per unit volume (masse volumique béton) :  $0 \text{ KN/m}^3$
- Weight per unit volume (Poids volumique béton) :  $0 \text{ KN/m}^3$

## Material Property Data

<b>Material Name</b>	AUTRE	Display Color	Color	
Type of Material	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic	Type of Design	Design	None
Analysis Property Data		Design Property Data		
Mass per unit Volume	0.			
Weight per unit Volume	0.			
Modulus of Elasticity	1.999E+08			
Poisson's Ratio	0.3			
Coeff of Thermal Expansion	1.170E-05			
Shear Modulus	76884615.			
OK		Cancel		

### 3). Spécification des propriétés géométriques des éléments :

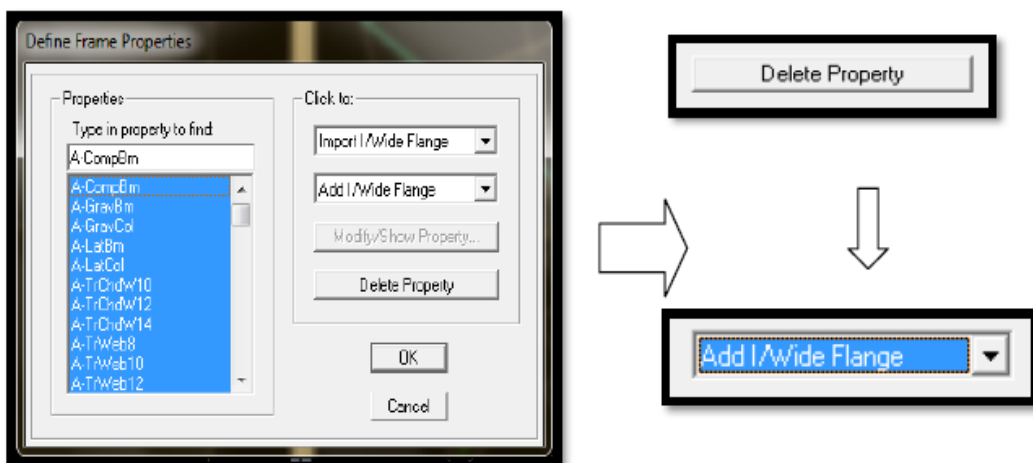
La troisième étape consiste à créer les éléments de la structure puis leur affecter leurs propriétés géométriques.

- Poutres, Poteaux :

Nous commençons par les poutres principales (PP) ensuite les poutres secondaires (PS).

Nous procédons comme suit :

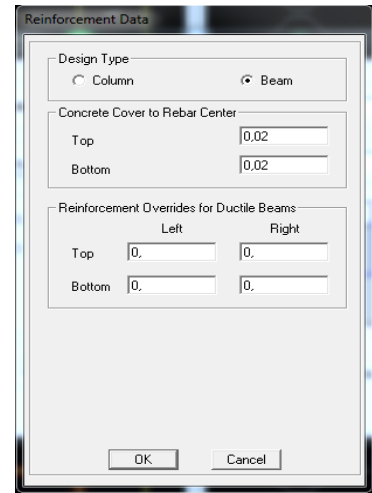
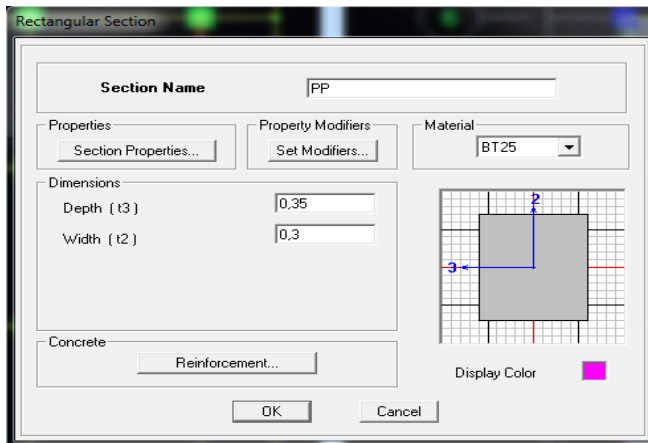
**Define** → **Frame sections**



Nous sélectionnons tous les coffrages donnés par défaut dans la colonne puis, nous cliquons sur **Delete Property**.

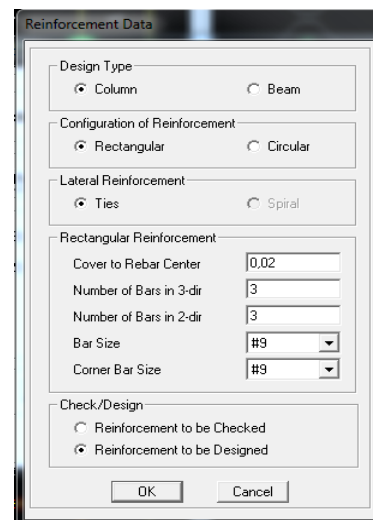
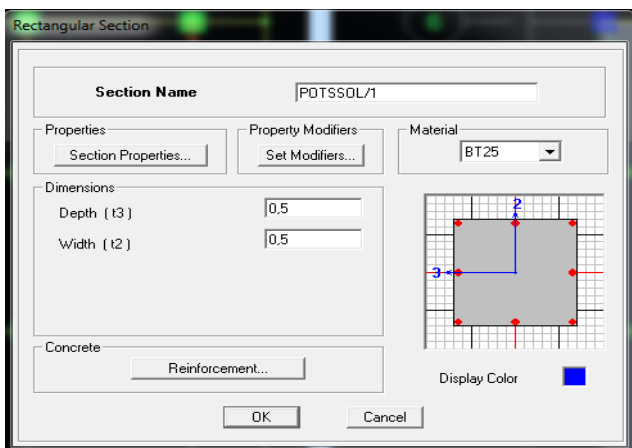
Ensuite nous cliquons sur : **Add I / Wide Flange** → **Add rectangular**.

Dans la fenêtre qui s'affiche nous introduisons les dimensions de l'élément :



Puis sur : **Reinforcement** → **Beam**.

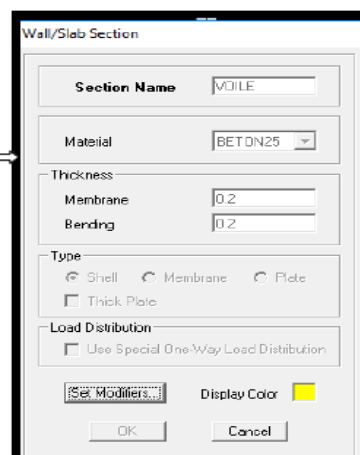
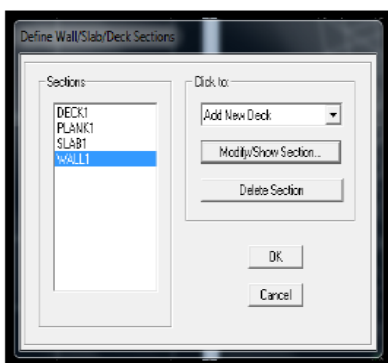
La procédure est la même pour les poteaux, nous devons seulement modifier le paramètre **Beam** et faire la sélection sur **Column**.



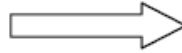
Après avoir fini la définition des éléments barres (poteaux, poutres), on passe aux éléments planchers, et voiles.

- **Voiles :**


Define → wall/slab/deck sections → Add new wall (Voile)



- **Planchers:**



#### 4). Définition des charges statiques (G, Q) :

La structure est soumise à des charges permanentes (**G**), et à des charges d'exploitation (**Q**), pour les définir on clique sur : **Define** → **StaticLoad Cases**. 

- **Charges permanentes** : Load Name (Nom de la charge) : G  
Type : DEAD (permanente)  
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 1
- **Surcharges d'exploitation** : Load Name (Nom de la charge) : Q  
Type : LIVE (exploitation).  
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 0

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
G	DEAD	1	
G	DEAD	1	
Q	LIVE	0	

**5). Introduction du spectre de réponse (E) :**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS. Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération ( $S_a/g$ ) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres  $T$ .

Données à introduire dans le logiciel :

Zone : IIa (Zone à sismicité moyenne, voir Annexe 1 du RPA 2003)

Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants)

Coefficient de comportement : on a supposé un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques

Site : S3 (relevé du rapport de sol)

Facteur de qualité (Q) :  $Q=1+\sum_1^6 p \rightarrow Q=1+(p_1+p_2+p_3+p_4+p_5+p_6)$

Critère q »	P <sub>q</sub>	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Dans notre cas on prend  $Q=1,2$

-On ouvre le logiciel

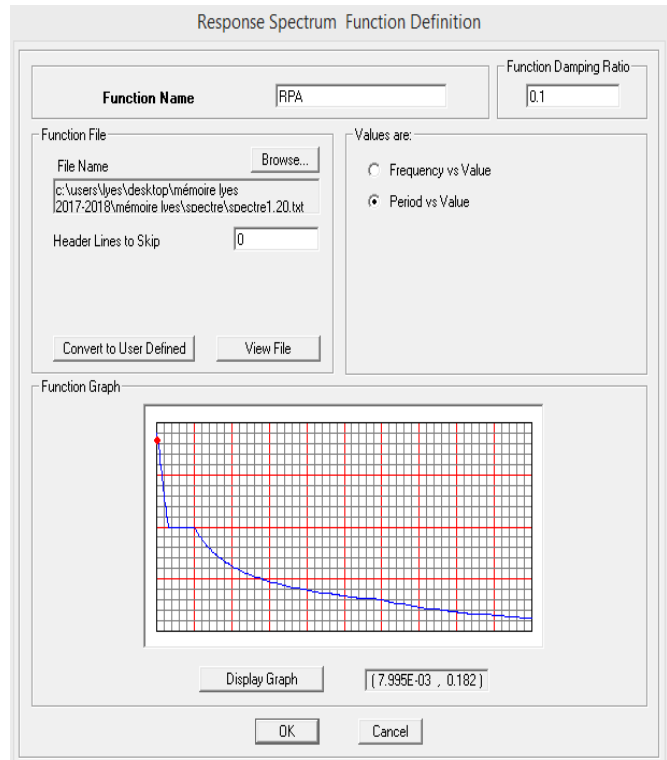
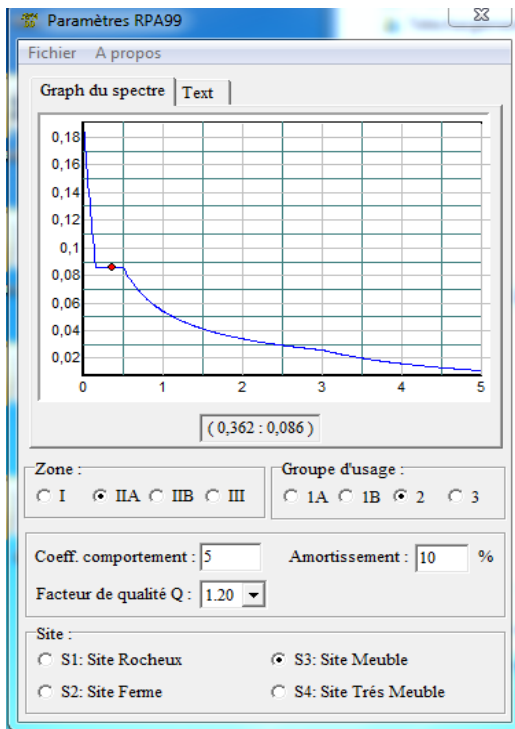
Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet enregistré.

Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

**Define Response** ⇒ **Spectrum function** ⇒ **Spectrum from file**

**Function Name** (nom du spectre) : **RPA**.

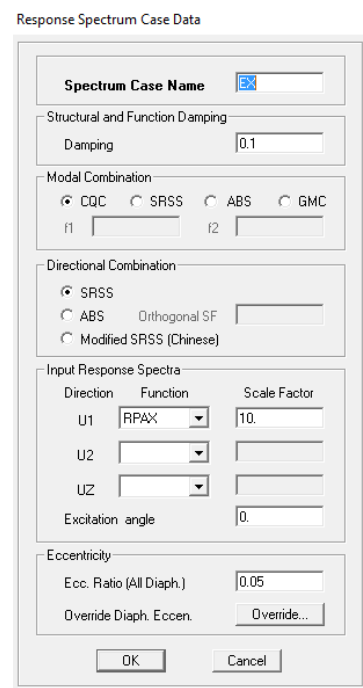
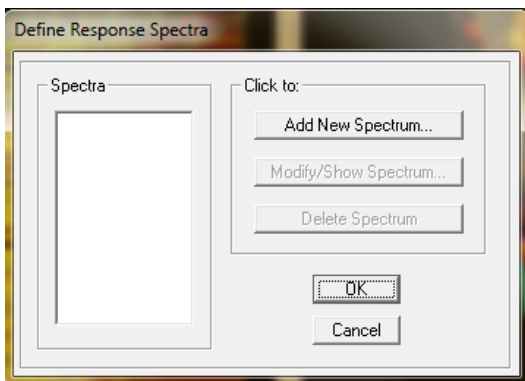
On clique sur **OK** pour valider.



**6). Définition de la charge sismique E :**

Une fois que le spectre est défini et introduit, nous définissons la charge sismique E comme suit :

**Define** → **Response spectrum cases** → **Add New Spectrum.**



**7). Chargement des éléments :**

L'affectation des charges se fait par trois méthodes soit on charge les planchers ou bien les poutrelles ou bien les portiques (poutres et poteaux)

Tableau récapitulation des charges permanentes et d'exploitation (chapitre I)

### Charger les planchers :

L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels. Les charges sont uniformément réparties par m<sup>2</sup> selon les axes locaux ou globaux.

Dans notre cas, ces charges surfaciques sont introduites pour les planchers en corps creux

Charger les planchers et les poutres secondaires :

Pour affectation des charges :

On sélectionne les planchers définis en corps creux (**méthode de bardage**) on clique sur :

**Assing→shell area load→uniform surface load**

Quand aux poutres secondaires on les sélectionne et on clique sur l'icône  ou bien

**Aissing→Frame line /load →distribution →uniform load**

Dans la case Load Case Name on spécifie le type de chargement (G ou Q), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case Load.

### 8). Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

Combinaisons courantes :

ELU : 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q

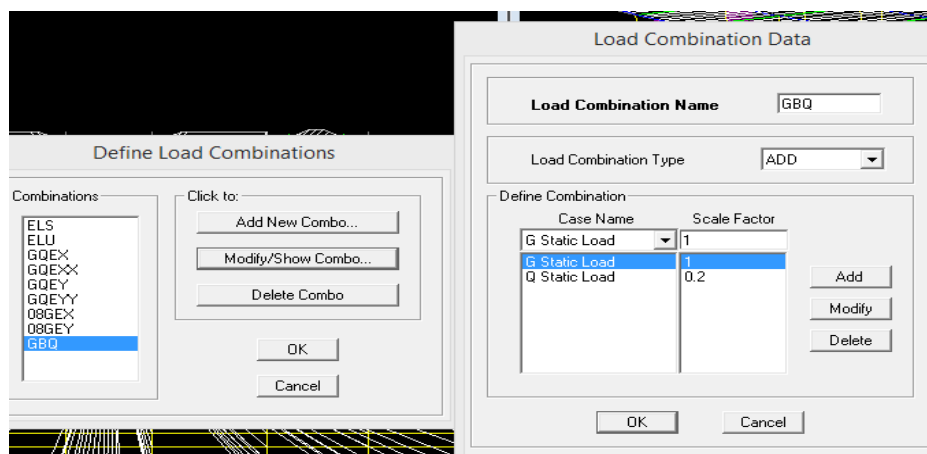
POID :G+1,2Q

Combinaisons accidentelles du RPA :

GQE: G+Q+E

08GE:0.8G±E

**Define⇒ Combinations Add ⇒New Combo**



**9). Définir la masse source :**

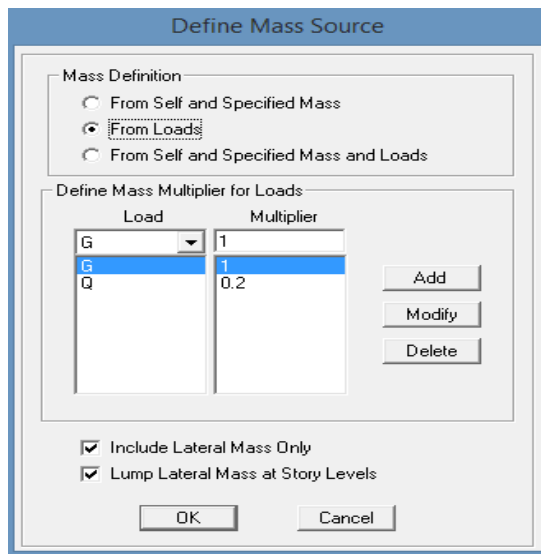
La masse source est la masse revenant à chaque plancher ; dont la valeur est égale à

$$W_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} + \beta Q_{\text{plancher}}$$

$\beta$  : Coefficient de pondération, d'après le RPA  $\rightarrow \beta=0.2$

L'instruction à suivre :

**Define**  $\rightarrow$  **masse source** ou bien on clique sur cette icône 

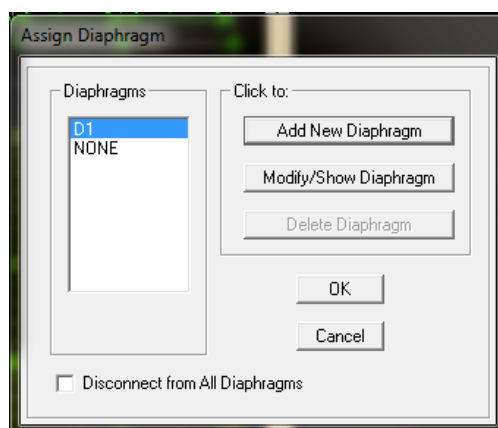
**9). Diaphragmes :**

Les masses des planchers sont supposées concentrées en leurs centres de masse et qui sont désignés par la notation de « Nœuds Maitres ». Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme. Ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par *ETABS*.

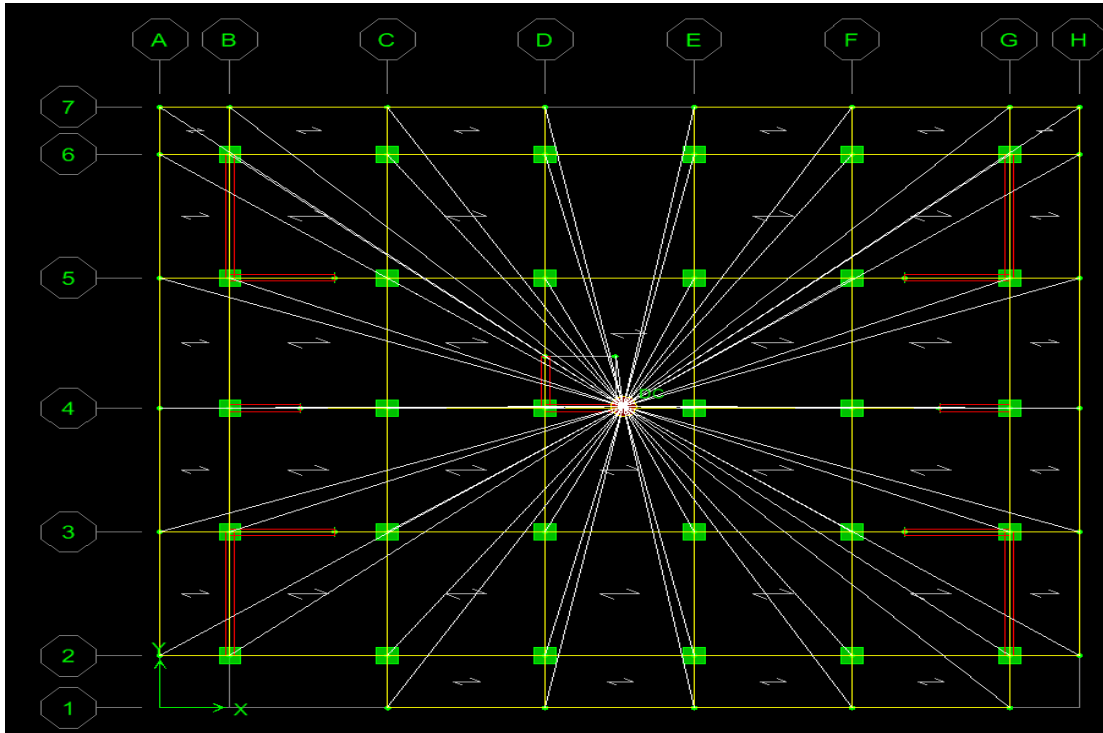
On sélectionne le premier étage puis on va dans :

**Define**  $\rightarrow$  **Diaphragms**  $\rightarrow$  **Add New Diaphragm**  $\rightarrow$  **DA1**  $\rightarrow$  **OK**.

Ou bien on clique directement sur l'icône  : **DA1 OK**




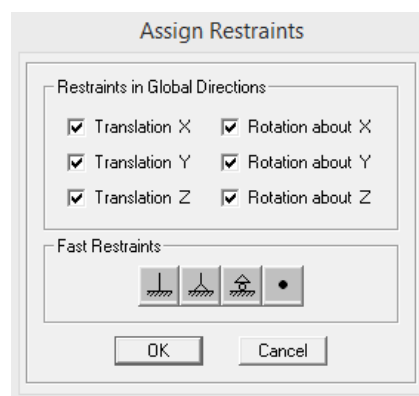
Nous procédons de la même manière pour les différents étages. Dans notre structure, nous avons dix planchers ce qui nous donne dix diaphragmes.



#### 10). Encastrement des nœuds :

Les poteaux et les voiles sont supposés parfaitement encastrés dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds de base puis on clique sur:

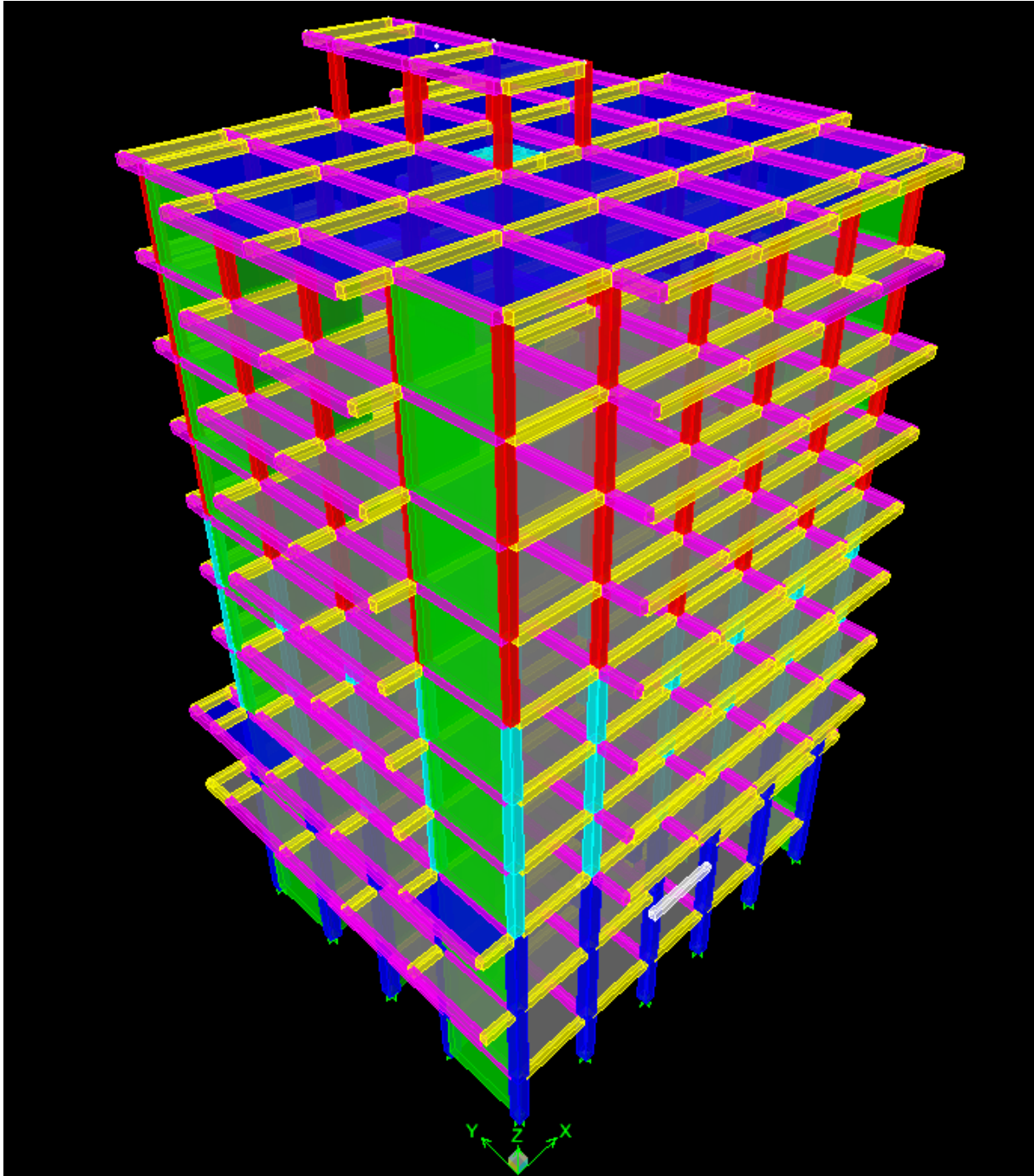
**Assign** ⇒ **Joint** ⇒ **Restraints** ⇒ 



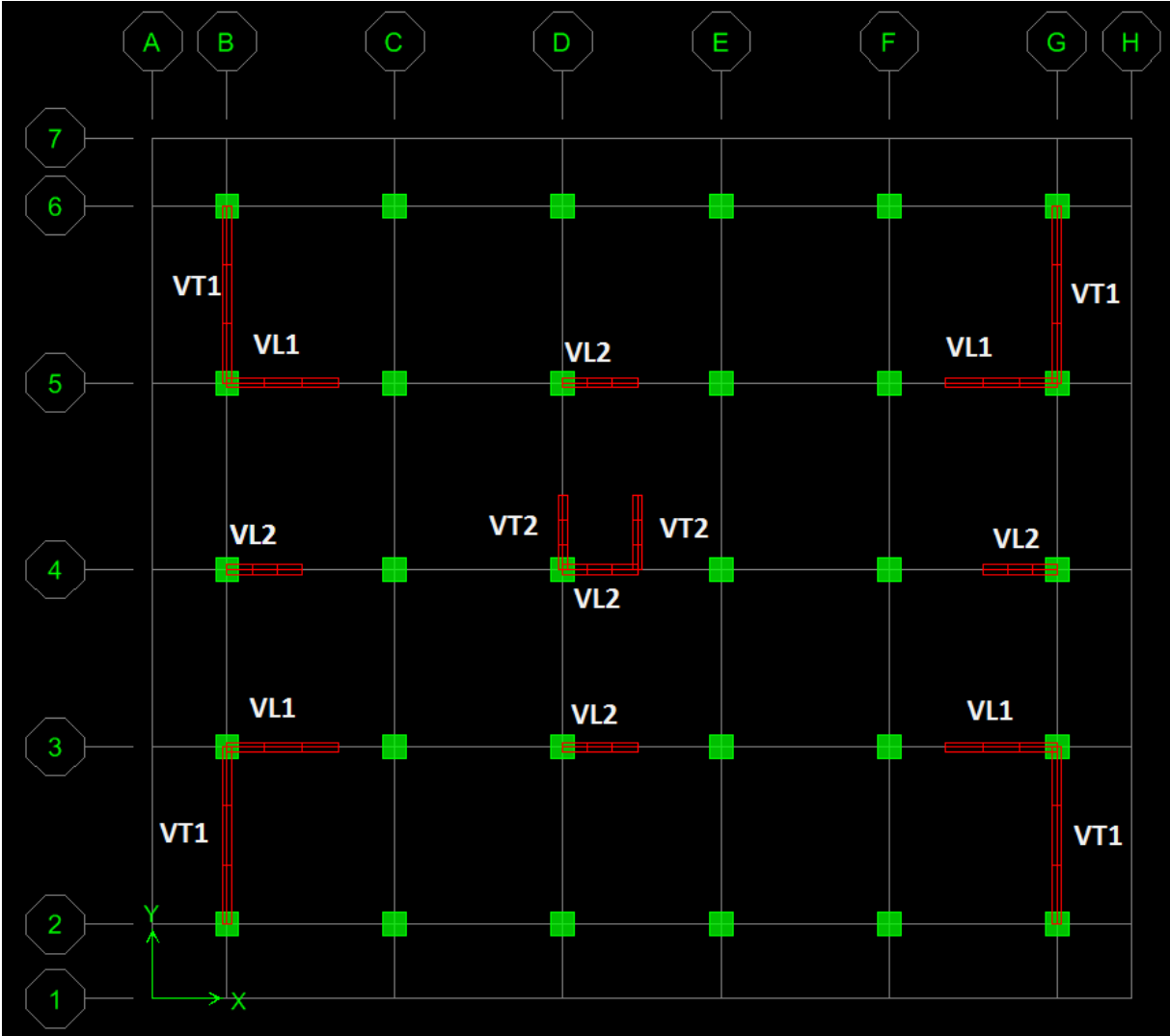
#### 11). Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

Vue en 3D de notre structure :



Le positionnement des voiles :



# **Chapitre V :**

# **Vérification RPA**

### I. Justification du système de contre contreventement :

Selon les définitions données par le *RPA99/V2003*, pour le choix de système de contreventement, choix du coefficient R, on doit calculer le pourcentage des charges verticales et des charges horizontales reprises par les portiques et les voiles, comme illustré dans les tableaux ci-dessous :

➤ **Sous charges verticales**

Niveau	Voile	portique	(%) voile	(%) Portique
	F <sub>3</sub> (KN)	F <sub>3</sub> (KN)	F <sub>3</sub>	F <sub>3</sub>
Base	25075,073	38102,45	39,69%	60,31%

**Tableaux V-1 : Les charges verticales reprises par les voiles et par les portiques.**

➤ **Sous charges horizontales :**

Niveau	Voile		Portique		% Voile		% Portique	
	F <sub>1</sub> (KN)	F <sub>2</sub> (KN)	F <sub>1</sub> (KN)	F <sub>2</sub> (KN)	F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>	F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>
Base	1688,11	1786,029	510,44	505,961	76,78%	77,92%	23,22%	22.08%

**Tableaux V-2 : Les charges horizontales reprises par les voiles et par les portiques.**

**Avec :** F<sub>1</sub> : La charge horizontale suivant X.  
 F<sub>2</sub> : La charge horizontale suivant Y.  
 F<sub>3</sub> : La charge verticale reprise par l'élément.

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de **20%** des charges verticales et la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement, on adopte un coefficient de comportement **R = 3.5(structure à voiles porteurs)**.

## II. Vérification des résultats du logiciel selon le RPA (2003) :

Avant de passer au ferrailage de la structure le règlement parasismique algérien exige de faire les vérifications suivantes :

- ✚ Pourcentage de masse participante.
- ✚ Estimation de la période fondamentale.
- ✚ Vérification de l'excentricité.
- ✚ Vérification de l'effort tranchant à la base.
- ✚ Vérification de l'effort normal réduit.
- ✚ Vérification des déplacements inter étages.
- ✚ Vérification des effets du second ordre (l'effet P-Δ).

### 1). Pourcentage de masse participante :

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chaque direction d'excitation est tel que la somme des masses effectuer soit égale à 90% au moins de la masse totale.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,914062	71,1609	0,0054	0,0000	71,1609	0,0054	0,0000	0,007
2	0,825347	0,0042	65,5726	0,0000	71,1651	65,5781	0,0000	95,151
3	0,781891	0,0019	1,9829	0,0000	71,1670	67,5610	0,0000	2,881
4	0,247102	15,1658	0,0013	0,0000	86,3328	67,5623	0,0000	0,000
5	0,186489	0,0035	16,6448	0,0000	86,3363	84,2071	0,0000	1,477
6	0,182055	0,0045	1,7489	0,0000	86,3408	85,9561	0,0000	0,150
7	0,124557	1,0548	0,0012	0,0000	87,3955	85,9572	0,0000	0,000
8	0,113235	0,0259	0,7265	0,0000	87,4215	86,6838	0,0000	0,067
9	0,107888	3,3691	0,0055	0,0000	90,7905	86,6893	0,0000	0,000
10	0,095434	0,8143	0,0000	0,0000	91,6048	86,6893	0,0000	0,000
11	0,077224	0,0068	2,6087	0,0000	91,6116	89,2980	0,0000	0,093
12	0,076266	0,0133	2,9782	0,0000	91,6249	92,2762	0,0000	0,106
13	0,063026	2,7280	0,0005	0,0000	94,3529	92,2767	0,0000	0,000
14	0,046788	0,0016	2,7627	0,0000	94,3545	95,0394	0,0000	0,037
15	0,045783	0,1221	0,2083	0,0000	94,4766	95,2478	0,0000	0,002
16	0,043851	1,5832	0,0034	0,0000	96,0599	95,2512	0,0000	0,000
17	0,034326	0,0000	1,5001	0,0000	96,0599	96,7513	0,0000	0,012
18	0,033454	0,5137	0,0344	0,0000	96,5738	96,7827	0,0000	0,000

Comme on peut le constater du tableau ci-dessus dans notre cas le pourcentage de la masse participante est atteint au 9<sup>ème</sup> mode dans le sens X-X et au 12<sup>ème</sup> dans le sens Y-Y.

### 2). Estimation de la période fondamentale :

[Art 4.2.4] du RPA 99 mod 2003 :

La valeur de la période empirique peut être calculée comme suit :

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4} \dots\dots\dots [\text{Formule 4.6 du RPA 99 / version 2003}].$$

Avec :

$h_N$ : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$C_T$  : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.  
[Tableau 4.6 du RPA 99 / version 2003].

Cas N°	Système de contreventement	$C_T$
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonneries	0,075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonneries	0,05
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en B.A	0,05

**Tableaux V-3 : Valeurs du coefficient  $C_T$**

$$T_{emp} = 0.05 \times 34,58^{0.75} = 0.713 \text{ S.}$$

La valeur de T calculée à partir des méthodes numériques ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 %.

$$\text{Autrement dit : } T_{LOG} < T_{RPA}$$

- Après majoration de la période empirique de 30 % on aura :

$$T_{RPA} = 0.713 \times 1.3 = \mathbf{0,927 \text{ S.}}$$

Du logicielle ETABS on tire  $T_{LOG}$  :  $T_{LOG} \longrightarrow \mathbf{0,914}$

- **Comparaison des résultats :**

$$T_{RPA} = \mathbf{0,927 \text{ S}} > T_{LOG} = \mathbf{0,914 \text{ S}} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

### 3). Vérification de l'excentricité [Art 4.2.7] du RPA 99 mod 2003 :

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment a ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

- **Excentricité théorique :**

$$\begin{cases} e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \\ e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

- **Excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par l'RPA (art4.2.7) est égale à **5%** de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$E_{xaccid} = E_{yaccid} = 5\% L$$

L : plus grande dimension de la structure au niveau considéré.

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} E_{x_{\text{accid}}} = E_{y_{\text{accid}}} = 0,05 \times 21 = 1,05 \text{ m} \end{array} \right.$$

STORY	DIAPH	X <sub>CM</sub>	Y <sub>CM</sub>	X <sub>CR</sub>	Y <sub>CR</sub>	E <sub>X</sub>	E <sub>Y</sub>	E <sub>A</sub>
S SOL	DA	10,369	9,129	10,411	9,254	0,042	0,125	cv
RDC	DB	10,485	9,887	10,449	9,239	0,036	0,648	cv
ETG1	DC	10,604	9,257	10,45	9,305	0,154	0,048	cv
ETG2	DD	10,623	9,112	10,445	9,323	0,178	0,211	cv
ETG3	DE	10,623	9,112	10,439	9,337	0,184	0,225	cv
ETG4	DF	10,624	9,109	10,433	9,347	0,191	0,238	cv
ETG5	DG	10,626	9,107	10,426	9,356	0,2	0,249	cv
ET6	DH	10,626	9,107	10,42	9,362	0,206	0,255	cv
ET7	DI	10,598	9,148	10,415	9,366	0,183	0,218	cv
TERRASSE	DJ	10,549	9,348	10,411	9,365	0,138	0,017	cv

#### 4). Vérification de l'effort tranchant à la base (résultante des forces sismiques de calcul)

[Art 4.3.6 du RPA 99 mod 2003] :

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente, autrement dit :  $V_{\text{dyn}} \geq 0,8 \times V_{\text{stat}}$

Avec :

- $V_{\text{stat}} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$  [Art 4.2.3 RPA 99 mod 2003]
  - A : coefficient d'accélération de zone.
  - D : facteur d'amplification dynamique.
  - R : coefficient de comportement global de la structure.
  - Q : facteur de qualité.
  - W : poids total de la structure.

#### - Calcul du coefficient d'accélération de zone A :

Z O N E				
Groupe	I	Ila	Ilb	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

Tableaux V-4 : Coefficient d'accélération de zone "A".

$A = 0,15$  (la zone IIa et Groupe d'usage 2).

Calcul du facteur d'amplification dynamique  $D$  :

[Art 4.2.3 RPA 99 mod 2003, formule 2.3]

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

$$\bullet \quad T = \min \begin{cases} T_{emp} = 0.713 \\ 1.3 \times T_{emp} = 0.926 \\ T_{calcul} = 0.914 \end{cases} = \underline{0.713}$$

- $T_1$  et  $T_2$  : Périodes caractéristiques, associées à la catégorie du site données par le tableau suivant :

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0,15	<u>0,15</u>	0,15	0,15
T2	0,30	<u>0,40</u>	0,50	0,70

**Tableaux V-5 : Périodes caractéristiques.**

$T_1 = 0.15$  ;  $T_2 = 0.40$

- $\eta$  : facteur de correction d'amortissement, donné par la relation suivante

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \quad [\text{formule 4.3}]$$

Avec :  $\xi = 10\%$

$\eta = 0.764$

Nous avons :  $T_2 \leq T = 0.713 \leq 3 \text{ s}$  donc :  $D = 2.5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow D = 1.3$

- **Calcul du poids total de la structure :**

Le poids total de la structure est tiré du logiciel :

**W(t) :40586,13**

Les valeurs des autres paramètres sont déterminées précédemment.

	A	D	R	Q	W (t)
Valeurs	0.15	1.3	3,5	1.20	40586,13

**Tableaux V-6 : Tableau récapitulatif des différents paramètres.**

On aura donc :

$$V_{\text{stat}} = 2713,47 \text{ t}$$

$$0,8 \times V_{\text{stat}} = \underline{2170,77 \text{ t}}$$

Les résultats des efforts tranchant à la base sont donnés par **ETABS** comme suit :

- Effort tranchant donné par la Méthode Modale Spectrale

**Display** → **Show tables** → **building Output** → **Story Shears** → **Select Cases/combo** → **Ex et Ey.**

	V Dynamique(KN)	V statique(KN)	0.8% V <sub>stat</sub>	0.8 V <sub>stat</sub> < V <sub>dyn</sub>
Sens X-X	2470,70	2713,47	2170,77	<b>C.V</b>
Sens y-y	2573,40	2713,47	2170,77	<b>C.V</b>

**5). Vérification de l'effort normal réduit : (RPA99/V2003.Art7.4.3.1)**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

**Où :** **N<sub>d</sub>** : l'effort normal maximal.

**B<sub>c</sub>** : section du poteau.

**f<sub>c28</sub>** : résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

zone	Section	N (KN)	v	Observation
zone1	50x50	1882,67	0,3	<b>≤ 0.3 C.V</b>
zone 2	40x40	1178,11	0,29	<b>≤ 0.3 C.V</b>
zone 3	35x35	653,97	0,21	<b>≤ 0.3 C.V</b>

**Tableaux V-7 : vérification de l'effort normal**

• **Commentaire :**

Toutes les conditions sont satisfaites donc on garde les mêmes sections des poteaux (pas d'augmentation des sections).

**6). Vérification du déplacement inter-étages (justification vis-à-vis des déformations)**

[Art 5. 10 du RPA 99 mod 2003] :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \text{ [Art4. 4. 3] du RPA 99 mod 2003}$$

$$\text{Avec : } \delta_K = R \times \delta_{eK}$$

$\delta_{eK}$  : Déplacement dû aux forces sismiques.

$R$  : Coefficient de comportement ( $R=3,5$ ).

Les valeurs de  $\delta_{eK}$  seront tiré du logiciel ETABS.

Niveau	Sens XX			Sens YY			$\overline{\Delta}^{k=1}$ %H [cm]	Observations
	$\delta_{ex}^k$	$\delta_x^k = \delta_{ex}^k \times R$	$\Delta_x^k$	$\delta_{ey}^k$	$\delta_y^k = \delta_{ey}^k \times R$	$\Delta_y^k$		
Terrasse	2.435	8.52	0.82	2.156	7.546	0.9	3,06	Condition vérifiée.
Etage7	2.200	7.7	0.889	1.899	6.646	0.927	3.06	Condition vérifiée.
Etage6	1.946	6.811	0.941	1.634	5.719	0.935	3.06	Condition vérifiée.
Etage5	1.677	5.870	0.977	1.367	4.784	0.92	3.06	Condition vérifiée.
Etage4	1.398	4.893	1,001	1.104	3.864	0.882	3.06	Condition vérifiée.
Etage3	1.112	3.892	0.949	0.852	2.982	0.822	3.06	Condition vérifiée.
Etage2	0.841	2.943	0.927	0.617	2.160	0.732	3.06	Condition vérifiée.
Etage1	0.576	2.016	1.064	0.408	1.428	0.788	4.08	Condition vérifiée.
RDC	0.272	0.952	0.762	0.183	0.640	0.507	4.08	Condition vérifiée.
S.SOL	0.054	0.189	0.189	0.038	0.133	0.133	2.60	Condition vérifiée.

**Tableaux V-7 :vérification des déplacement inter étages.**

### 7). Vérification de l'effet P- $\Delta$ [Art 5. 9 RPA 90 mod 2003]:

D'après le RPA l'effet P- $\Delta$  peut être négligé, si à tous les niveaux :  $\theta = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_k \times h_K} \leq 0.10$

Avec :

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau "k"  $\Rightarrow \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + 0.2W_{Qi})$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau "k".  $\Rightarrow V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

$\Delta_k$  : Déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

$h_k$  : Hauteur de l'étage "k".

- ❖ L'effet P- $\Delta$  représente la stabilité d'ensemble c'est-à-dire la capacité d'une structure à conserver sa géométrie et sa position sous l'action des charges.

Niveau	Sens xx			Sens yy			Observations
	$P_k \cdot \Delta_y^k$	$V_y^k \cdot h_k$	$\theta$	$P_k \cdot \Delta_x^k$	$V_x^k \cdot h_k$	$\theta$	
TERRASSE	3361,55	175289,04	0,02	3689,50	192256,74	0,02	Condition vérifiée
Etage 7	3398,70	297095,4	0,011	3543,97	321547,86	0,01	Condition vérifiée
Etage 6	3614,15	395073,54	0,01	3591,11	415315,44	0,009	Condition vérifiée
Etage 5	3752,42	475992,18	0,008	3533,50	502507,08	0,007	Condition vérifiée
Etage 4	3930,75	54527,64	0,07	3463,45	572578,08	0,006	Condition vérifiée
Etage 3	3726,55	606675,6	0,006	3227,85	634013,64	0,005	Condition vérifiée
Etage 2	3640,15	660005,28	0,005	2874,43	686477,34	0,004	Condition vérifiée
Etage 1	5106,69	948559,2	0,0005	3782,02	983851,2	0,003	Condition vérifiée
RDC	3548,37	994161,36	0,003	2360,92	1032562,32	0,002	Condition vérifiée
S.SOL	641,03	642382	0,0001	451,10	668990,4	0,0006	Condition vérifiée

**Tableaux V-8 : Vérification de l'effet P- $\Delta$**

- ❖ On constate que  $\theta_{KX}$  et  $\theta_{KY}$  sont inférieurs à **0,1**.

Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

**Conclusion :**

Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien sont vérifiées donc nous pouvons dire que la variante que nous avons fixée, après un calcul adéquat des éléments porteurs, pourra être satisfaisante pour résister à l'action sismique.

# Poteaux

**I). INTRODUCTION :**

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<b>Durable</b>	1,5	25	14,167	1,15	400	348
<b>Accidentelle</b>	1,15	25	18.48	1	400	400

**Tableau VI.1.1 : caractéristiques mécaniques des matériaux.**

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal ( $N_{max}$ ) et moment correspondant ( $M_{correspondant}$ ).
- effort normal minimal ( $N_{min}$ ) et le moment correspondant ( $M_{correspondant}$ ).
- moment fléchissant maximal ( $M_{max}$ ) et l'effort normal correspondant ( $N_{correspondant}$ ).

**a) Combinaisons de calcul :**

**Combinaisons de charges suivant le règlement BAEL91/modifiée99 :**

D'après le règlement **BAEL91**, le ferrailage se calcule suivant des situations, auxquelles on fait correspondre des combinaisons de charges, nous citons :

- **A l'ELU :**  $\left\{ \begin{array}{l} 1,35G+1,5Q \\ G+Q \end{array} \right.$
- **A l'ELS :**  $\left\{ \begin{array}{l} 1,35G+1,5Q \\ G+Q \end{array} \right.$

**b) Combinaisons des charges suivant le règlement RPA99/ modifié 2003 :**

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états limite. Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q+E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

**c) Recommandation du RPA 99/Version 2003**

**Armatures longitudinales**

D'après le RPA99/version 2003 (**Art 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique **Ila** est limité à :

- ✓ Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.
- ✓ Le pourcentage maximal est de **3%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.

Section des poteaux [cm <sup>2</sup> ]	%Minimal d'armatures $A_{\min} = 0.8\% \cdot bh$ [cm <sup>2</sup> ]	% maximal d'armatures	
		Zone courante $A_{\max} = 3\% \cdot bh$ [cm <sup>2</sup> ]	Zone de recouvrement $A_{\max} = 6\% \cdot bh$ [cm <sup>2</sup> ]
<b>50 × 50</b>	20	75	150
<b>40 × 40</b>	12.8	48	96
<b>35 × 35</b>	9.8	46.75	73.5

**Tableau VI.1.2 : Sections d'acier minimales et maximales recommandées par le RPA.**

**1. Calcul de la section d'armature donner à l'ELU dans la situation durable et accidentelle :**

Chaque poteau est soumis à un effort normal **N** (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier les cas suivants :

- ❖ Section partiellement comprimée (**SPC**).
- ❖ Section entièrement comprimée (**SEC**).
- ❖ Section entièrement tendue (**SET**).

**a) Ferrailage d'une section rectangulaire a la flexion composée :**

➤ **Calcul du centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N} \quad \longrightarrow \quad \text{Deux cas peuvent se présenter.}$$

❖ **Section partiellement comprimée :(S.P.C)**

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- $e_u > \left(\frac{h}{2} - c'\right)$
- $N_u(d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

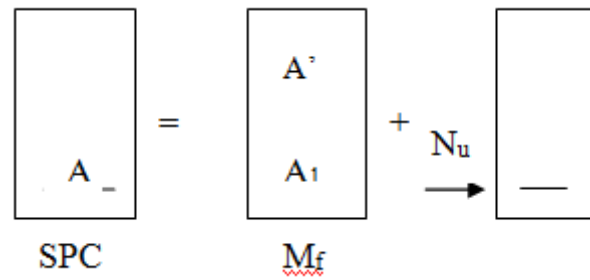


Figure VI.1.1: section d'un poteau SPC.

Avec :

$$M_f = M + N_u \left( \frac{h}{2} - c' \right)$$

M : Moment fictif.

➤ Détermination des armatures

- Calcul le moment fictif :

$$M_f = M + N_u \left( \frac{h}{2} - c' \right) = N \times g$$

- Calcul le moment réduit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si  $\mu_f \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  SSA ( $A'=0$ )

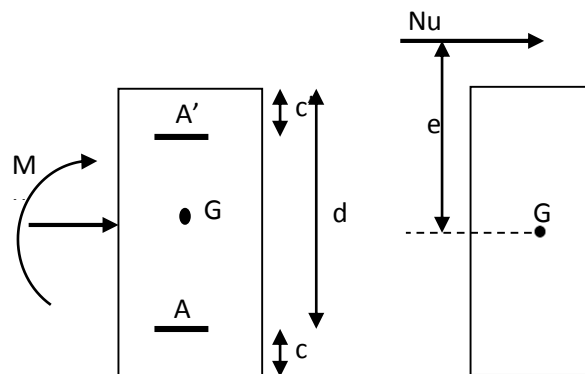


Figure VI.1.2: Les moments s'exerçant sur les poteaux.

- Armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

- Armatures réelles

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}} \begin{cases} (-) \text{ si } N : \text{ effort de compression.} \\ (+) \text{ si } N : \text{ effort de traction.} \end{cases}$$

Si  $\mu_f > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  la section est doublement armée ( $A' \neq 0$ )

- Armatures en flexion simple :

$$M_r = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \quad ; \quad A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

Avec  $\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$

$M_r$  : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature :  $A'_s = A'$  ;  $A = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}}$

#### ❖ Section entièrement comprimé (S.E.C)

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

- $e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c'\right)$
- $N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

Deux cas peuvent se présenter :

Si  $(0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} < N_u(d - c') - M_f < (0.5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{N_u - \psi \cdot b \cdot h f_{bc}}{\sigma'_{st}} \quad ; \quad A_2 = 0$$

Avec:

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}} \quad ; \quad f_{bc} \text{ en (Mpa) et } M \text{ en (N. m)}$$

Si  $N_u(d - c') - M_f \geq (0.5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{M_f - (d - 0.5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{st}(d - c')} \quad A_2 = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A_1$$

**Remarque :** Si  $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$  (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état

limite de stabilité de forme et la section d'armature sera :  $A = \frac{N_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

**B** : Aire de la section du béton seul.

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier.

**Note :**

Nous allons ferrailler par zone ; car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveau :

- **Zone I** : S- SOL, RDC, 1<sup>er</sup> étage
- **Zone II** : Du 2<sup>eme</sup> au 4<sup>eme</sup> étage.
- **Zone III** : Du 5<sup>eme</sup> a l'étage terrasse

**2. Calcul du ferraillage des poteaux :**

✚ **Exemple de calcul manuel :**

**Poteau : 50x50 :**

**N** max= 238.32 KN

**M** cor=80. 854KN.m (Effort de compression).

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M}{N} = \frac{80.854}{238.32} = 0,34 \text{ m} \\ \frac{h}{2} - c = \frac{0,5}{2} - 0,03 = 0,22 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **Calcul de moment fictif à la flexion simple :**

$$M_f = M + N \left( \frac{h}{2} - c' \right)$$

$$M_f = 80.854 + 238.32 \left( \frac{0,5}{2} - 0,03 \right) \quad \longrightarrow \quad M_f = 133.284 \text{ KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} > N_u(d - c') - M_f < (0,5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$$

$$d = h - c = 0,50 - 0,03 = 0,47 \text{ m}$$

$$N(d - c') - M_f = 238.32 \times (0,47 - 0,03) - 80.854 = 24,006 \text{ KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} = (0,337 \times 0,50 - 0,81 \times 0,03) \times 0,50 \times (0,50)^2 \times 14,2 \times 10^3 = 255,955 \text{ KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} = 255,955 > N_u(d - c') - M_f = -28.423$$

**La condition est vérifiée.**

Donc la section est partiellement comprimée : **A<sub>sc</sub>=0 cm<sup>2</sup>**

- **Calcule A<sub>st</sub> :**

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{133.284 \times 10^6}{500 \times (470)^2 \times 14.20} = 0,085$$

$$0,085 < \mu_l = 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\beta = 0,955$$

**Donc les armatures fictives sont :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{133.284 \times 10^5}{0,955 \times 47 \times 348 \times 10^2} = 8.53 \text{ cm}^2$$

$$A_f = 8.53 \text{ cm}^2$$

- **Les armatures réelles :**

$$A = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}} = 8.53 - \frac{238.32 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 1.68 \text{ cm}^2$$

**Donc :  $A_{sc} = 0$  et  $A_{st} = 1.68 \text{ cm}^2$ .**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Niveau	Section	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	e (m)	h/2-c	M <sub>f</sub>	Nature	OBS	A <sub>sup</sub>	A <sub>inf</sub>	A <sub>min RPA</sub>	Choix	A <sub>s</sub> Adoptre
I	S.sol ,RDC et 1 <sup>er</sup> étage	50×50	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	-1882.67	26.835	0,014	0,220	441.022	SET	SSA	0	0	20	4HA16 + 4HA20	20.6
			N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	0,67	18,615	27,84	0,220	206.854	SEC	SSA	0	0,95			
			N <sup>corres</sup> – M <sup>ma</sup>	238.32	80.854	0,339	0,220	133.284	SPC	SSA	0	1.42			
II	2ème au 4ème étages	40×40	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	-1178.11	11.307	0.009	0,170	211.587	SEC	SSA	0	0	12.80	4HA16 + 4HA14	14.20
			N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	0,13	5,802	44,63 0	0,170	51.107	SEC	SSA	0	0,37			
			N <sup>corres</sup> – M <sup>ma</sup>	-204.93	74.925	0.365	0,170	109.763	SPC	SSA	0	2.78			
III	5ème au I étage terrasse	30×30	N <sup>max</sup> – M <sup>corr</sup>	-653.97	10.787	0,016	0,145	105.613	SET	SSA	0	0	9.8	8HA14	12.32
			N <sup>min</sup> – M <sup>corr</sup>	0,05	11,421	228,4 2	0,145	9.367	SEC	SSA	0	0,84			
			N <sup>corres</sup> – M <sup>ma</sup>	-64.59	61.894	0,958	0,145	71.259	SPC	SSA	0	4.15			

**TableauVI.1.3: Ferraillage des poteaux.**

**B) Les armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leurs buts consiste essentiellement à :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements
- Empêcher le déplacement transversal du béton

- **Espacement des armatures transversal  $S_t$ :**

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min (10\Phi_t^{\min}, 15cm) = \min(10 \times 1,2, 15cm) = 12 \text{ cm}$$

**$S_t = 10 \text{ cm}$**

-En zone courante :

$$S_t \leq 15 \Phi_t^{\min} = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm}$$

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

- **Diamètre des aciers :**

D'après (Art A.8.1.3/BAEL91 modifié 99)

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \Phi_L^{\max} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm Soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Avec :

$\Phi_L$ : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

Nous adopterons des cadres de section :

**$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}10$  (Zone I).**

**$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}8$  (Zone II,III).**

**3. Vérification de la quantité d'armatures :**

La quantité minimale d'armatures transversales est donnée comme suit :

Si  $\lambda_g \geq 5$  :  $A_t^{\min} = 0,3\% \text{ st.b}$

Si  $\lambda_g \leq 3$  :  $A_t^{\min} = 0,8\% \text{ st.b}$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes

b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction considérée.

$\lambda_g$  : Elancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} \quad , l_f = 0.7 h_e$$

Pour le cas le plus défavorable :

$$l_f = 0.7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{2,142}{0,40} = 5,35 > 5$$

Poteaux	$A_t^{\min}$ [cm <sup>2</sup> ]		$A_{\text{adoptée}}$ [cm <sup>2</sup> ]	Observation	
	Zone courante $S_t = 15\text{cm}$	Zone nodale $S_t = 10\text{cm}$		Zone courante	Zone nodale
<b>50×50</b>	2.25	1.5	3.14	CV	CV
<b>40× 40</b>	1.8	1.2	2.01	CV	CV
<b>35× 35</b>	1.57	1.05	2.01	CV	CV

**Tableau.VI.1.4 : Quantité minimale d'armatures transversales.**

#### Conclusion :

Les armatures transversales des poteaux (50×50), (40×40) et (35×35) seront composées de 2 cardes  $\emptyset 10$   $A_t = 3,14 \text{ cm}^2$ .

#### 4. Vérification contraintes tangentielles (Art 7.4.3.2 RPA 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Selon le BAEL :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \quad [\text{Art A.5.1,211/BAEL 91}]$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

SECTION	$V_u$ [KN]	$\tau_{bu}$	$\rho_d$	$\bar{\tau}_{bu}$ (RPA) [MPA]	$\bar{\tau}_{bu}$ (BAEL) [MPA]	OBSERVATION
50×50	102,61	0,410	0,075	1,875	3,33	Condition vérifiée
40×40	64,69	0,404	0,075	1,875	3,33	Condition vérifiée
35×35	52,09	0,425	0,075	1,875	3,33	Condition vérifiée

Tableau VI.1.5 : Vérification des contraintes tangentielles.

#### 5. Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221) :

Pour le  $\emptyset 16 \rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 1,6 = 64$  cm

Pour le  $\emptyset 14 \rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 1,4 = 56$  cm

Pour le  $\emptyset 12 \rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 1,2 = 48$  cm

#### 6. Condition de non fragilité :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivant :

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

Avec :  $f_{t28} = 2,1$  MPa.

Les vérifications seront résumées dans le tableau suivant :

Niveau	Section	Sollicitation	$N_S$ [KN]	$M_S$ [KN.m]	$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{adoptée}$ [cm <sup>2</sup> ]	observation
S SOL,RDC, 1 <sup>er</sup> étage	50 × 50	$N^{max} - M^{corres}$	1457,05	19,53	2,84	20	<b>Condition Vérifiée</b>
		$N^{min} - M^{corres}$	-318,9	3,642			
		$N^{corres} - M^{max}$	318,9	20,614			
2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup> 4 <sup>ème</sup> étage	40 × 40	$N^{max} - M^{corres}$	1112,04	22,035	1,79	12,8	<b>Condition Vérifiée</b>
		$N^{min} - M^{corres}$	145,38	8,822			
		$N^{corres} - M^{max}$	342,57	25,96			
5 <sup>ème</sup> au 8 <sup>ème</sup> étage	35 × 35	$N^{max} - M^{corres}$	618,58	20,169	1,35	9,8	<b>Condition Vérifiée</b>
		$N^{min} - M^{corres}$	13,84	0,162			
		$N^{corres} - M^{max}$	75,57	32,327			

**Tableau VI.1.6 : vérification de la condition de non fragilité.**

### 7. Vérification à L'ELS :

#### b. État limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

#### c. Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91):

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles.

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

#### Remarque :

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel [SOCOTEC]

Zone	Section	Sollicitation	Ns (KN)	Ms (KN.m)	$\sigma_{bsup}$	$\sigma_{binf}$	$\bar{\sigma}_b$	OBS	$\sigma_{ssup}$	$\sigma_{sinf}$	$\bar{\sigma}_s$	OBS
I	50×50	$N^{max} - M^{corres}$	1457,05	19,53	5,35	4,06	15	OK	78,2	62,8	348	OK
		$N^{min} - M^{corres}$	-318,9	3,642	1,15	0,91	15	OK	19,6	14	348	OK
		$N^{corres} - M^{max}$	318,9	20,614	1,71	0,35	15	OK	26,6	7,3	348	OK
II	40×40	$N^{max} - M^{corres}$	1112,04	22,035	7,02	4,19	15	OK	101	67,1	348	OK
		$N^{min} - M^{corres}$	145,38	8,822	1,3	0,17	15	OK	17,8	42	348	OK
		$N^{corres} - M^{max}$	342,57	25,96	3,39	0,06	15	OK	45,9	5,91	348	OK
III	35×35	$N^{max} - M^{corres}$	618,58	20,169	6	2,14	15	OK	84,3	37,9	348	OK
		$N^{min} - M^{corres}$	13,84	0,162	0,11	0,08	15	OK	1,55	1,18	348	OK
		$N^{corres} - M^{max}$	75,57	32,327	4,45	0	15	OK	50	83,8	348	OK

Tableau VI.1.7 : Vérification des contraintes à l'ELS.

➤ **Conclusion :**

Après tous calculs faits et vérifications faites, le ferrailage final adopté pour les poteaux est comme suit :

NIVEAUX	SECTION (CM <sup>2</sup> )	A ADOPTE
S-SOL ,RDC ET 1 <sup>ER</sup> ETAGES	<b>50×50</b>	<b>4HA20+4HA16=20,6 cm<sup>2</sup></b>
2 <sup>EME</sup> ,3 <sup>EME</sup> ET 4 <sup>EME</sup> ETAGES	<b>40×40</b>	<b>4HA16+4HA14=14,20 cm<sup>2</sup></b>
5 <sup>EME</sup> ,6 <sup>EME</sup> ,7 <sup>EME</sup> ETAGES ET TERRASSE.	<b>35x35</b>	<b>8HA14=12,32 cm<sup>2</sup></b>

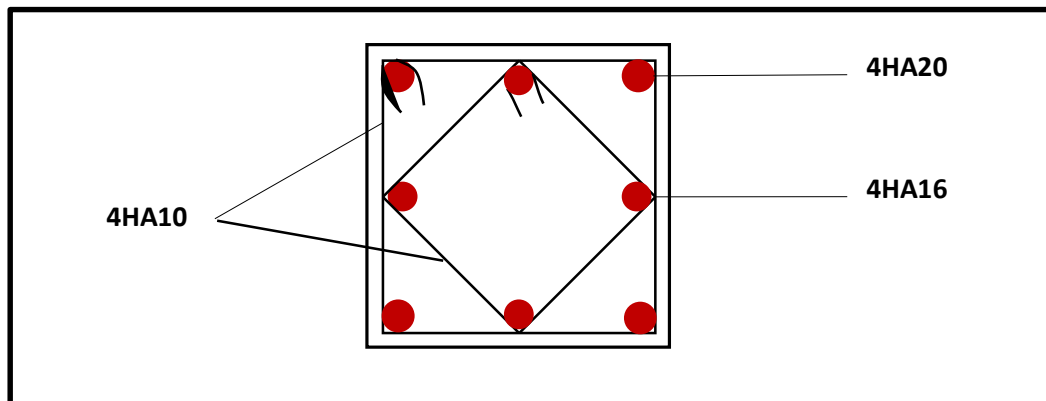
**Tableau VI.1.8 : Ferrailage finale des poteaux.**

**Schéma de ferrailage des poteaux :**

➤ **Poteaux (50×50) :**

-Les armatures longitudinales :  $4HA20 + 4HA16 = 20,6cm^2$

-Les armatures transversales :  $4HA10 = 3,14cm^2$



**FIGURE VI.1.3: Ferrailage Poteau 50x50 .**

## ➤ Poteaux (40×40) :

-Les armatures longitudinales :  $4HA16 + 4HA14 = 14,20\text{cm}^2$

-Les armatures transversales :  $4HA10 = 3,14\text{cm}^2$

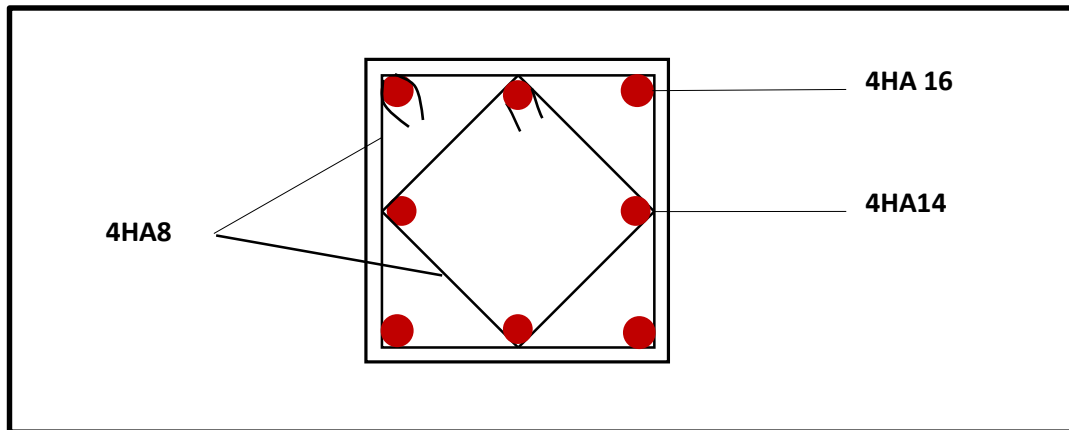


FIGURE VI.1.4: Ferrailage Poteau 40x40.

## ➤ Poteaux (35×35) :

-Les armatures longitudinales :  $8HA14 = 12,32\text{ cm}^2$

-Les armatures transversales :  $4HA10 = 3,14\text{cm}^2$

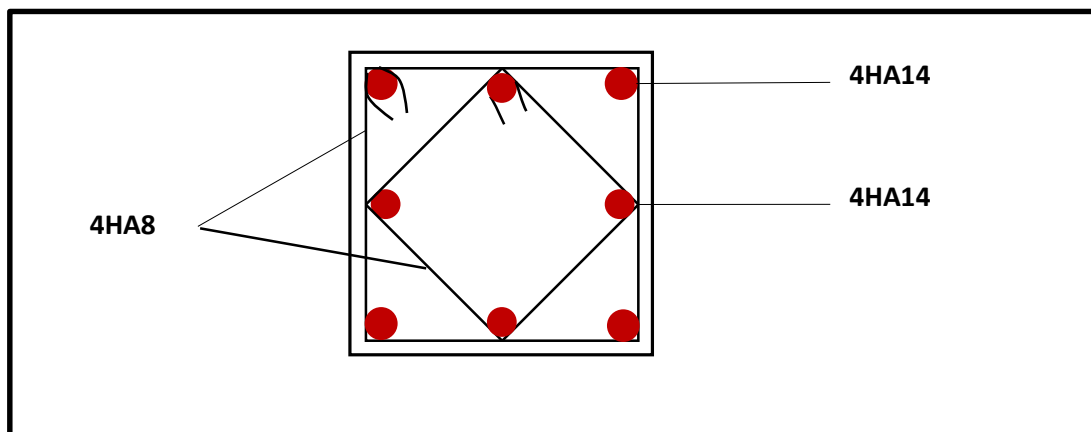


FIGURE VI.1.5: Ferrailage Poteau 35x35.





# Poutres

**I). Introduction :**

Les poutres seront calculées en flexion simple, leur ferrailage sera fait en utilisant les moments les plus défavorables extraits du logiciel ETABS.

**1. Recommandations et exigences du RPA :****a. Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003] :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section ;
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - **4 %** en zone courante ;
  - **6 %** en zone de recouvrement.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

	0.5% bh	4%bh	6%bh
<b>Poutre principale Et poutre secondaire (30 × 35)</b>	5.25	42	63

**Tableau. VI.2.1 : Section minimales des armatures longitudinales.**

- La longueur minimale des recouvrements est de :  $40\emptyset$  en zone II;
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures, est effectué au niveau des poteaux de rive, il est fait avec des crochets d'angle droit ( $90^\circ$ ).

**b. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :  
 $\text{Min} \left( \frac{h}{4} ; 12\emptyset \right)$ ;
- En dehors de la zone nodale :  $S_t \leq \frac{h}{2}$

$\emptyset$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

**II). Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :**

- **Poutre principale :**

- **En travées :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{107,189 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,23 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{107,189 \times 10^3}{0,988 \times 33 \times 348} = 9,45 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{113,871 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,24 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{113,871 \times 10^3}{0,988 \times 33 \times 348} = 10,04 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage est résumé dans les tableaux suivants :

- **Poutre secondaires :**

- **En travées :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{74,713 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,16 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{74,713 \times 10^3}{0,992 \times 33 \times 348} = 6,56 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{72,956 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,16 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{72,956 \times 10^3}{0,992 \times 33 \times 348} = 6,40 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage des poutres principales (30×35) :**

<i>Poutre</i>	comb	$M_{\max}$ (KN.m)	$\mu_b$	Obs	$\beta$	$A_{st}$	Ferrailage	$A_{\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> )
<i>en travée</i>	ELU	107,198	0,23	SAA	0,988	9,45	<b>3HA16+3HA14</b>	10,65
<i>aux appuis</i>	ELU	113,871	0,24	SAA	0,988	10,04	<b>3HA16+3HA14</b>	10,65

**Tableau.VI.2.2 : ferrailage des poutres principales.**

- Poutre secondaire (35\*30) :

<i>Poutre</i>	<i>comb</i>	$M_{\max}$ (KN.m)	$\mu_b$	<i>Obs</i>	$\beta$	$A_{st}$	<i>Ferrailage</i>	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
<i>en travée</i>	ELU	74,713	0,16	SAA	0,992	6,56	3HA14+3HA12	8,01
<i>aux appuis</i>	ELU	72,956	0,16	SAA	0,992	6,40	3HA14+3HA12	8,01

Tableau.VI.2.3 : ferrailage des poutres secondaires.

### III). Vérifications à l'ELU :

#### 1. Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section.

- **Poutre principale :**

Section totale d'armatures longitudinale :

$$A_{tot} : 21,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,005(30 \times 35) = 5,25 \text{ cm}^2 < A_{tot} = 21,30 \text{ cm}^2$$

- **Poutre secondaire :**

Section totale d'armatures longitudinale :

$$A_{tot} : 16,02 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,005(30 \times 35) = 5,25 \text{ cm}^2 < A_{tot} = 16,02 \text{ cm}^2$$

**Les conditions sont vérifiées.**

#### 2. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

Calcul de l'espacement  $S_t$ :

Calcul de  $S_t$ (cm)

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

Ferraillage [cm<sup>2</sup>]

<i>Poutre principale</i>	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	Min [8.75;19.2]	$S_t = 8$	0.72	4HA8=2.01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17.5$ cm	$S_t = 15$	1.35	
<i>Poutre secondaire</i>	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	Min [8,75;16,8]	$S_t = 6$	0.54	4HA8=2.01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17,5$ cm	$S_t = 15$	1.35	

**Tableau. V.1.4. Armatures transversales**

### 3. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangentielle  $\tau_u$  prise conventionnellement égale :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :  $T_U^{\max}$  = Effort tranchant max à l'ELU;

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = \min(0.2 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

<i>Poutres</i>	Efforts tranchant (KN)	B (cm)	D (cm)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	observation
----------------	------------------------	--------	--------	----------------	----------------------	-------------

<b>Principales</b>	$T_{\max}$	138,54	30	33	1,40	3.33	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Secondaires</b>	$T_{\max}$	52,09	30	33	0,53	3.33	<b>Condition vérifiée</b>

**Tableau VI.2.5: Vérification au cisaillement.**

#### 4. Influence de l'effort tranchant :

- Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :

Il faut vérifier que :

$$T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 b d f_{c28}}{\gamma_b}$$

<i>Poutres</i>	Efforts tranchant (KN)	B (cm)	d (cm)	$f_{c28}$ (MPa)	$\bar{T}_u$ (KN)	observation
<b>Principales</b>	$T_{\max}$	138,54	30	25	594	<b>Condition vérifiée</b>
<b>Secondaires</b>	$T_{\max}$	52,09	30	25	594	<b>Condition vérifiée</b>

**Tableau VI.2.6: Influence de l'effort tranchant sur le béton.**

- Influence sur les armatures (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] \quad \text{Avec : } M_u \text{ en valeur algébrique.}$$

Si :  $\left[ T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] < 0 \Rightarrow$  la vérification n'est pas nécessaire.

Si :  $\left[ T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] > 0 \Rightarrow$  on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armature pour équilibrer le moment

<i>Poutres</i>	Efforts tranchant (KN)	Moment $M_u$ (KN.m)	d (cm)	$F_e$ (MPa)	$\left[ T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right]$
<b>Principales</b>	$T_{\max}$	138,54	33	348	-244,86
<b>Secondaires</b>	$T_{\max}$	52,09	33	348	-199,47

**Tableau VI.2.7: Influence de l'effort tranchant sur les aciers.**

La condition est vérifiée donc aucune vérification n'est nécessaire.

### 5. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL [Art A.6.1.3] :

L'adhérence des barres doit vérifier la relation :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

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

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

$\psi_s = 1,5$  : Coefficient de scellement **HA**

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

- **Poutres principales :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14(1,6) = 15,07 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{52,09 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 150,7} = 1,16 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 1,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

- **Poutres Secondaires :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times (1,4) = 13,18 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{138,54 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 131,8} = 2,20 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 2,20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V.}$$

**Conclusion** : la contrainte d'adhérence est vérifiée.

### 6. Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}}, \text{ avec } \tau_{se} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$l_s$  = longueur de scellement droit.

Les barres que nous avons utilisées ont un diamètre de ( $\varnothing 14$  et  $\varnothing 12$ ); donc leurs longueurs de scellements sont les suivantes :

- Pour  $\varnothing 16$   $l_s = 1,6 * \frac{400}{4 * 2,835} = 56,43 \text{ cm}$
- Pour  $\varnothing 14$   $l_s = 1,4 * \frac{400}{4 * 2,835} = 49,38 \text{ cm}$

Selon le (**BAEL91 modifié 99 Art A.6.1 ,21**), l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à «  $0,4l_s$  » pour les barres à haute adhérence.

- Pour les  $\varnothing 16$  :  $L_a = 22,57 \text{ cm}$
- Pour les  $\varnothing 14$  :  $L_a = 19,75 \text{ cm}$

### 7. Vérification de la condition de non fragilité BAEL (Art A.4.2.1) :

Le ferrailage des poutres doit satisfaire la condition suivante :  $A_{st} \geq A_{CNF}$

Avec:  $A_{CNF} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$  et :  $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

Poutre principale :

$$A_{CNF} \geq 0.23 * 30 * 33 * \frac{2.1}{400} = 1,159$$

Poutre secondaire :

$$A_{CNF} \geq 0,23 * 30 * 33 * \frac{2,1}{400} = 1,159$$

Le résultat des vérifications sont résumés dans le tableau ci-dessous :

		$A_{st}$	$A_{min}$	vérifications
<i>Poutres principales</i>	En travée	10,65	1,195	Condition vérifiée
	Aux appuis	10,65	1,195	Condition vérifiée
<i>Poutres secondaires</i>	En travée	8,01	1,195	Condition vérifiée
	Aux appuis	8,01	1,195	Condition vérifiée

**Tableau VI.2.8 : Condition de non fragilité du béton.**

### 4. Vérifications à L'ELS :

#### 1. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

#### 2. Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [Art B.6.5] :

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel ETABS:  $\bar{f} = \frac{l}{500}$

On prendra "l" la plus grande portée des poutres dans chacune des deux directions.

- **Poutres principales :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 1,02 \text{ cm} \\ f_{ETABS} = 0,051 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow f_{ETABS} = 0,051 \text{ cm} < \bar{f} = 1,02 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

- **Poutres secondaires :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{360}{500} = 0,72 \text{ cm} \\ f_{ETABS} = 0,026 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow f_{ETABS} = 0,026 \text{ cm} < \bar{f} = 0,72 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

**Conclusion :**

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux directions (principale et secondaire).

### 3. Vérification des contraintes :

- Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \Rightarrow \left\{ \begin{matrix} K_1 \\ \beta_1 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

- Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

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

<i>Poutres</i>	Moment à l'ELS (KN.m)	$\rho$	$\beta_1$	$K_1$	$A_{st}$ (cm <sup>2</sup> )	$d$ (cm)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	
<i>P.P</i>	Travée	36,172	1,07	0,857	19,96	10,65	33	120,10	348	C.V.	6,01	15	C.V.
	Appuis	64,755	1,07	0,857	19,96	10,65	33	214,99	348	C.V.	10,77	15	C.V.
<i>P.S.</i>	Travée	23,013	0,80	0,872	24,06	8,01	33	99,84	348	C.V.	4,14	15	C.V.
	Appuis	62,788	0,80	0,872	24,06	8,01	33	272,40	348	C.V.	11,32	15	C.V.

Tableau VI.2.9 : Vérifications des contraintes à L'ELS.





**Voiles**

### III. Ferrailage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges permanente et d'exploitation) et à des forces horizontales dues au séisme. Le ferrailage des voiles se fera en flexion composée sous l'action des sollicitations, il sera composé d'armatures verticales, horizontales et d'armatures transversales. Pour ce faire, nous allons décomposer notre structure en 4 zones :

- Zone 1 : sous-sol.
- Zone 2 : RDC, 1<sup>er</sup> étage
- Zone 3 : 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> étage.
- Zone 4 : 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> étage et Terrasse.

#### 1). Combinaisons d'action :

Les combinaisons d'action sismique et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous

1. Selon le RPA99 modifié 2003

$$\left[ \begin{array}{l} G+Q+E \\ 0.8G\pm E \end{array} \right.$$

2. Selon le BAEL91 modifié 1999

$$\left[ \begin{array}{l} 1.35G+1.5Q \\ G+Q \end{array} \right.$$

#### 2). Exposé de la méthode :

La méthode à utiliser pour le ferrailage des voiles est la méthode de **RDM**. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

Les contraintes seront relevées du logiciel ETABS.

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) \quad [\text{Art 7.7.4 RPA99/mod2003}]$$

Avec :

- $h_e$ : La hauteur entre nus de planchers du voile considéré.
- $L_c$ : La longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

- $L$  : longueur du voile.
- $L_t$ : La longueur de la zone tendue.

$$L_t = L - L_c$$

#### 3). Détermination des diagrammes de contraintes :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- ✓ Section entièrement comprimée (**S.E.C**)

- ✓ Section entièrement tendue (S.E.T)
- ✓ Section partiellement comprimée (S.P.C)

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

Section	Diagramme de la contrainte	L'effort normal $N_i$	L'effort normal $N_{i+1}$
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

**Tableaux VI-1 : Tableau des efforts normaux.**

#### 4). Détermination des armatures :

##### a). Armatures verticales :

Section	Armatures verticales
S.E.C	$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{t28}}{\sigma_s}$
S.E.T	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$
S.P.C	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

**Tableaux VI-2 : Tableau des armatures verticales.**

Avec :

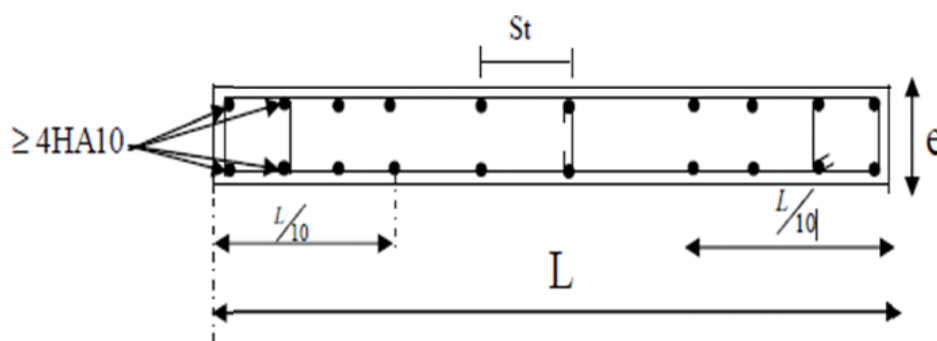
$\sigma_s$  : contrainte de l'acier.

- en situation accidentelle :  $\sigma_s = 400$  MPA,

- en situation courante :  $\sigma_s = 348$  MPA.

Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance  $\left[\frac{L}{10}\right]$  de chaque extrémité et il doit être au plus égal à 15 cm.



**Figure VI-1: Disposition des armatures verticales dans les voiles.**

Les barres verticales des zones extrêmes, dont la section est au moins de 4HA10, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

#### b). Armatures horizontales :

##### ➤ D'après le RPA :

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10 $\emptyset$ . (Art 7.7.4.2 RPA99/rev2003).

Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

#### ❖ Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales (Art 7.7.4.3 RPA99/rev2003) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- $A_v$  et  $A_H > 0.15\%B$ .....Globalement dans la section du voile.
- $A_v$  et  $A_H > 0.10\%B$ .....en zone courante.

Avec :

B : section du béton.

➤ **D'après le BAEL :**

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec :

 $A_V$ : Section des armatures verticales.**c). Armatures minimales :**• **Compression simple (Art A.8.1; 21 /BAEL91 mod99):**➤  $A_{min} > 4\text{cm}^2/\text{ml}$ , par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures.➤  $0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$ 

Avec :

B : section du béton comprimé.

• **Traction simple (art A.4.2.1/ BAEL91mod99):**

$$\square A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

B : section du béton tendu       $B = d \times e$ Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu (**Art.7.7.4.1 RPA 99/2003**).

$$\square A_{min} \geq 0.2\%B$$

**d). Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles (au moins 4 épingles par  $\text{m}^2$ ), dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

**e). Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{VJ} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1.4V_u$$

 $V_u$ : Effort tranchant calculé au niveau considéré.**f). Armatures des potelets**

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet. La section totale d'armatures de la zone tendue doit être au moins égale à 0.2 % 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.

**g). Longueur de recouvrement**

La longueur de recouvrement doit être égale à :

40  $\emptyset$  : pour les armatures situées dans les zones où le signe des efforts est réversible.

20  $\emptyset$  : pour les barres situées dans les zones comprimées.

**h). Diamètre maximal :**

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des armatures des potelets doit être inférieur ou égal au  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.

$$\emptyset \leq 0.1a = 0.1 \times 200 = \mathbf{20mm.}$$

**i). Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 1.5a \quad \text{Avec : } a=20\text{cm : épaisseur du voile.} \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{array} \right.$$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min \{30 \text{ cm}, 30\text{cm}\} \quad S_t \leq 30 \text{ cm}$$

**5). Les vérifications :**

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B+15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

$N_s$  : L'effort normal appliqué.

$B$  : section du béton.

$A$  : section des armatures adoptées (verticales).

$\bar{\sigma}_b$  : Contrainte admissible.

- **Vérification de la contrainte limite de cisaillement :**

- **D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifiées 99):**

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

Avec :

$$\bar{\tau}_u : \text{Contrainte limite de cisaillement} \quad \bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right)$$

- **D'après (Art 7.7.2 RPA 99/Version2003):**

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1.4 V_u$$

$V_u$ : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

$b$  : Epaisseur du voile.

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ ).

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

### 6). Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage d'un voile longitudinal  $L = 3.40$  m sur la zone 1.

$L = 2,40$  m;  $e = 0,2$  m;  $B = 0,48$  m<sup>2</sup>

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = 0,23 \text{ m}^4$$

$$V = V' = \frac{L}{2} = 1,2 \text{ m}$$

#### a. Caractéristiques géométriques :

$L(m)$	$e(m)$	$B (m^2)$	$I (m^4)$
2,4	0,20	0,48	0,23

Tableaux VI-3 :Caractéristiques géométriques.

#### b. Sollicitations de calcul :

On calcule les efforts ( $N_i$  et  $N_{i+1}$ ) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et on tire les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par L'ETABS :

- $\sigma_{\max} = 6922,76 \text{ KN/m}^2$
- $\sigma_{\min} = -11286,99 \text{ N/m}^2$

#### c. Largeur de la zone comprimée « $L_c$ » et de la zone tendue « $L_t$ » :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{6922,79}{6922,79 + 11286,99} \times 2,40 = 0,91 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 2,40 - 0,91 = 1,49 \text{ m}$$

#### d. Calcul « $d$ » :

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur ( $d$ ):

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = \left(\frac{2,6}{2}; \frac{2}{3} \times 0,91\right) = \min(1,3; 0,61) = 0,61 \text{ m}$$

#### Détermination de $N$ :

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{11286,99(1,49 - 0,61)}{1,49} = 6666,14 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{11286,99 + 6666,14}{2} \times 0,6 \times 0,2 = \mathbf{1077,19KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{6666,14}{2} \times 0,61 \times 0,2 = \mathbf{406,63KN}$$

e. Calcul des armatures verticales :

$$\mathbf{1^{ere} bande : } A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{1077,19}{348 \times 10^{-1}} = \mathbf{30,95cm^2}$$

$$\mathbf{2^{eme} bande : } A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{406,63}{348 \times 10^{-1}} = \mathbf{11,68cm^2}$$

f. Les armatures de coutures:

$$A_{Vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{950.02 \times 1.4}{400 \times 10^{-1}} = \mathbf{36,57cm^2}$$

g. Armatures minimales (BAEL 91 Modifiée 99) :

$$A_{\min} \geq \max \left( \frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0.2\%B \right)$$

$$= \max \left( \frac{0,61 \times 0,2 \times 2,1}{400}; 0.002 \times 0,44 \times 0,2 \right)$$

$$A_{\min} = \max (6,40; 2,4) = \mathbf{6.40 cm^2}$$

Calcul des sections totales :

- $A_1 = A_{V1} + \frac{A_{Vj}}{4} = (30,95) + \left( \frac{36,57}{4} \right) = \mathbf{40,09 cm^2 / bande}$
- $A_2 = A_{V2} + \frac{A_{Vj}}{4} = (11,68) + \left( \frac{36,57}{4} \right) = \mathbf{20,82 cm^2 / bande}$

**Ferrailage adopté :**

	SECTION TOTAL	FERRAILAGE ADOPTEE	ESPACEMENT
<b>1<sup>ER</sup> BANDE</b>	$A_1=43,98cm^2$	2×7HA20	$S_t=9cm$
<b>2<sup>EME</sup> BANDE</b>	$A_2=24,62 cm^2$	2×8HA14	$S_t=11cm$

**Tableaux VI-4 : Ferrailage adopté.**

h. Armatures horizontales :

- D'après le BAEL 91 :  $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{43,98}{4} = \mathbf{10,99cm^2}$
- D'après le RPA:  $A_H \geq 0.15\%B = 0.0015 \times 20 \times 240 = \mathbf{7,2 cm^2}$

On prend :  $A_H = 10,99 \text{ cm}^2$ .

Soit :  $2 \times 5\text{HA}12 = 11.3 \text{ cm}^2 / 1\text{m}$  de hauteur ; avec  $S_h=20\text{cm}$

**i. Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **HA8. (4HA8)**

**j. Les vérifications :**

▪ **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5 e, 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

$S_t = 9\text{cm}$  et  $11\text{cm}$  ..... **Condition vérifiée.**

$S_h = 20\text{cm}$ ..... **Condition vérifiée.**

▪ **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{4496,71 \times 10^3}{0,48 \times 10^6 + 15 \times 43,98 \times 10^2} = 8,24 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 8,24 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  ..... **Condition vérifiée.**

▪ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

- **Selon le RPA 2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 950.02 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2400} = 3,08 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0.5 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$ ..... **Condition vérifiée.**

- **D'après le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{950.02 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2400} = 2,19 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 2,19\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ ..... **Condition vérifiée.**

## Ferrailage des voiles longitudinales VL1 :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hauteur etage (m)		2,6	4,08	3,06	3,06
	L (m)		2,40	2,40	2,40	2,40
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,48	0,48	0,48	0,48
	He		2,600	4,080	3,060	3,060
h		2,25	3,73	2,71	2,71	
Solicitation de calcul	T (kN)		950,020	906,250	890,560	667,310
	N <sub>ser</sub> (kN)		4496,71	4130,49	3407,94	2061,71
	Vu (kN)		1330,028	1268,750	1246,784	934,234
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		6922,760	5511,690	2933,690	2653,110
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		11286,990	9016,680	5231,560	4513,310
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		348,00	348,00	348,00	348,00
	L <sub>c</sub>		0,91	0,91	0,86	0,89
	L <sub>t</sub>		1,49	1,49	1,54	1,51
	d		0,61	0,61	0,57	0,59
	d <sub>adopté</sub>		0,61	0,61	0,57	0,59
	d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		0,88	0,88	0,96	0,92
	$\sigma_1$		6671,817	5342,220	3275,767	2744,570
	N <sub>1</sub>		1092,38	871,58	489,06	429,92
N <sub>2</sub>		405,83	324,27	188,31	162,57	
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		31,39	25,05	14,05	12,35
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		11,66	9,32	5,41	4,67
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		36,58	34,89	34,29	25,69
	A'v1/bande/nappe		40,53	33,77	22,62	18,78
	A'v2/bande/nappe		20,81	18,04	13,98	11,09
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		6,39	6,37	6,04	6,22
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		43,98	40,22	24,62	24,62
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		24,62	24,62	24,62	24,62
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2X7HA20	2X10HA16	2X8HA14	2X8HA14
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2X8HA14	2X8HA14	2X8HA14	2X8HA14
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	9	7	8	8
	Bande 2	11	11	12	12	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		11,00	10,06	7,20	7,20
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		11,3	11,3	7,86	7,86
	choix de la section		2X5HA12	2X5HA12	2X5HA10	2X5HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25	25
	A <sub>t</sub> adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>			
Véification des confection	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	$\tau_b$	3,079	2,937	2,886	2,163
	2,5 Mpa	$\tau_u$	2,199	2,098	2,061	1,545
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	8,236	7,644	6,593	3,988

## Ferrailage des voiles longitudinales VL2 :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hauteur etage (m)		2,6	4,08	3,06	3,06
	L (m)		1,60	1,60	1,60	1,60
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,32	0,32	0,32	0,32
	He		2,600	4,080	3,060	3,060
h		2,25	3,73	2,71	2,71	
Solicitation de calcul	T (kN)		711,880	626,430	490,710	360,650
	N <sub>ser</sub> (kN)		5188,10	4777,32	4196,48	2772,09
	Vu (kN)		996,632	877,002	686,994	504,910
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		3232,330	2073,900	1860,030	5146,450
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		9633,900	6879,220	5540,710	6945,160
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		348,00	348,00	348,00	348,00
	L <sub>c</sub>		0,40	0,37	0,40	0,68
	L <sub>t</sub>		1,20	1,23	1,20	0,92
	d		0,27	0,25	0,27	0,45
	d <sub>adopté</sub>		0,27	0,25	0,27	0,45
	d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		0,93	0,98	0,93	0,47
	$\sigma_1$		7479,013	5496,620	4300,690	3514,193
	N <sub>1</sub>		458,58	305,79	263,83	474,85
N <sub>2</sub>		200,42	135,81	115,30	159,54	
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		13,18	8,79	7,58	13,65
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		5,76	3,90	3,31	4,58
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		27,41	24,12	18,89	13,89
	A'v1/bande/nappe		20,03	14,82	12,30	17,12
	A'v2/bande/nappe		12,61	9,93	8,04	8,06
armatures minimales	A <sub>minv</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		2,81	2,59	2,81	4,77
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		24,62	18,46	18,46	18,46
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		18,46	18,46	18,46	18,46
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2X8HA14	2X6HA14	2X6HA14	2X6HA14
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2X6HA14	2X6HA14	2X6HA14	2X6HA14
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	6	6	6	8
	Bande 2	15	15	15	8	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		6,16	4,80	4,80	4,80
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		7,86	7,86	7,86	7,86
	choix de la section		2X5HA10	2X5HA10	2X5HA10	2X5HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25	25
	A <sub>t</sub> adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>			
Vérfication des conctruccion	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	$\tau_b$	3,461	3,045	2,385	1,753
	2,5 Mpa	$\tau_u$	2,472	2,175	1,704	1,252
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	14,535	13,740	12,070	7,973

## Ferrailage des voiles transversales VT1 :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hauteur etage (m)			2,6	4,08	3,06
L (m)			3,80	3,80	3,80	3,80
e (m)			0,20	0,20	0,20	0,20
B (m <sup>2</sup> )			0,76	0,76	0,76	0,76
He			2,600	4,080	3,060	3,060
h			2,25	3,73	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T (kN)		1578,300	1225,200	1105,850	1017,080
	N <sub>ser</sub> (kN)		7058,06	6617,22	5357,92	3381,03
	Vu (kN)		2209,620	1715,280	1548,190	1423,912
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		6038,950	4919,780	3538,570	3693,070
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		10008,630	8821,430	6969,830	4740,450
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		348,00	348,00	348,00	348,00
	L <sub>c</sub>		1,43	1,36	1,28	1,66
	L <sub>t</sub>		2,37	2,44	2,52	2,14
	d		0,95	0,91	0,85	1,11
	d <sub>adopté</sub>		0,95	0,91	0,85	1,07
	d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		1,42	1,53	1,67	1,07
	$\sigma_1$		5982,663	5541,577	4610,783	2370,225
	N <sub>1</sub>		1524,50	1302,74	987,90	759,41
N <sub>2</sub>		570,35	502,63	393,33	253,14	
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		43,81	37,44	28,39	21,82
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		16,39	14,44	11,30	7,27
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		60,76	47,17	42,58	39,16
	A'v1/bande/nappe		59,00	49,23	39,03	31,61
	A'v2/bande/nappe		31,58	26,24	21,95	17,06
armatures minimales	A <sub>minv</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		10,01	9,52	8,96	11,65
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		62,82	62,82	50,26	40,22
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		40,22	40,22	30,78	21,54
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2X10HA20	2X10HA20	2X8HA20	2X10HA16
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2X10HA16	2X10HA16	2X10HA14	2X7HA14
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	11	11
	Bande 2	15	16	17	16	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		15,71	15,71	12,57	11,40
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		21,54	21,54	13,56	13,56
	choix de la section		2X7HA14	2X7HA14	2X6HA12	2X6HA14
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25	25
	A <sub>t</sub> adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>			
Vérfication des conctrucon	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	$\tau_b$	3,230	2,508	2,263	2,082
	2,5 Mpa	$\tau_u$	2,307	1,791	1,617	1,487
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	8,262	7,746	6,414	4,122

## Ferrailage des voiles transversales VT2 :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hauteur etage (m)		2,6	4,08	3,06	3,06
	L (m)		1,60	1,60	1,60	1,60
	e (m)		0,20	0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,32	0,32	0,32	0,32
	He		2,600	4,080	3,060	3,060
h		2,25	3,73	2,71	2,71	
Solicitation de calcul	T (kN)		197,310	96,340	100,190	89,400
	N <sub>ser</sub> (kN)		1664,30	1487,21	1230,86	788,93
	Vu (kN)		276,234	134,876	140,266	125,160
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		3817,070	3368,980	3526,220	3625,910
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		9196,010	7323,930	7309,330	6863,760
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		348,00	348,00	348,00	348,00
	L <sub>c</sub>		0,47	0,50	0,52	0,55
	L <sub>t</sub>		1,13	1,10	1,08	1,05
	d		0,31	0,34	0,35	0,37
	d <sub>adopté</sub>		0,31	0,34	0,35	0,37
	d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		0,82	0,76	0,73	0,68
	$\sigma_1$		6651,297	5077,943	4958,517	4446,487
	N <sub>1</sub>		495,83	416,79	425,85	417,02
N <sub>2</sub>		208,11	170,66	172,12	163,95	
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		14,25	11,98	12,24	11,98
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		5,98	4,90	4,95	4,71
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		7,60	3,71	3,86	3,44
	A'v1/bande/nappe		16,15	12,90	13,20	12,84
	A'v2/bande/nappe		7,88	5,83	5,91	5,57
armatures minimales	A <sub>minv</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		3,29	3,53	3,64	3,87
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		18,46	18,46	18,46	18,46
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		13,56	13,56	13,56	13,56
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2X6HA14	2X6HA14	2X6HA14	2X6HA14
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2X6HA12	2X6HA12	2X6HA12	2X6HA12
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	6	6	6	6
	Bande 2	14	13	13	12	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		4,80	4,80	4,80	4,80
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		7,86	7,86	7,86	7,86
	choix de la section		2X5HA10	2X5HA10	2X5HA10	2X5HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25	25
	A <sub>t</sub> adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>			
Véification des confection	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	$\tau_b$	0,959	0,468	0,487	0,435
	2,5 Mpa	$\tau_u$	0,685	0,335	0,348	0,310
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	4,787	4,277	3,540	2,269



# **Chapitre VII :**

## **Etude de l'infrastructure**

## I). Introduction :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure. Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultante de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans. On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.

**FONDATIONS SUPERFICIELLES** : Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

**FONDATIONS PROFONDES** : Elles sont utilisées dans le cas de sol ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

### 1. Etude du sol de la fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée.

- Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du sol.
- Absence de nappe phréatique, donc il n'y a pas de risque de remontée des eaux.

### 2. Choix de type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend :

- La nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance : il est important de faire une bonne reconnaissance du sol.
- Profondeur du bon sol.

- Le tassement du sol.

On choisira toujours la fondation la plus économique.

Pour notre structure le choix du type de fondation se portera sur les semelles filantes ou le radier, ce dernier type de fondation est recommandé pour les sols de faible résistance et/ou lorsque la somme des surfaces des fondations dépasse la moitié de la surface bâtie de l'ouvrage.

## II). Dimensionnement des semelles continues :

### 1. Semelle filante sous voile :

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{s} = \frac{G+Q}{BL} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}} \times L}$$

**B** : La largeur de la semelle.

**L** : Longueur de la semelle.

**G, Q** : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

$\sigma_{\text{sol}}$  : Contrainte admissible du sol.

Sens xx :

VOILES	G+Q (KN)	L (M)	B (M)	S = B.L (M <sup>2</sup> )
VL1	1126.53	2.40	2.35	5.64
VL2	1096.37	1.60	3.42	5.472

Sens yy :

VOILES	G+Q (KN)	L (M)	B (M)	S = B.L (M <sup>2</sup> )
VT1	1126.53	3.80	1.48	5.624

→ La surface totale des semelles sous voiles est :

$$S_v = (5.64 \times 4) + (5.472 \times 4) + (5.624 \times 4) = 66.944 \text{ m}^2$$

### 2. Semelle filante sous poteaux :

Pour connaître la répartition des contraintes on devra calculer  $e = \frac{\sum N_{si} \times e_i + \sum M_i}{\sum N_{si}}$  et comparer

la valeur trouvée à :  $\frac{L}{6}$

- Si  $e \leq \frac{L}{6}$  → Répartition trapézoïdale.
- Si  $e > \frac{L}{6}$  → Répartition triangulaire.

$$\frac{L}{6} = \frac{15.4}{6} = 2.5667 \text{ m}$$

POTEAUX	$N_{si}$ (KN)	MOMENT (KN.M)	$e_i$ (M)	$N_{si} \times e_i$	EXCENTRICITE "E"
C1	1457.05	-8.793	7.70	11219.285	0.42
C2	1152.8	2.378	3.9	4495.92	
C3	1056.12	-0.145	-0.1	-105.612	
C4	1084.38	-0.794	-3.9	-4229.082	
C5	1157.8	11.044	-7.7	-8915.06	
$\Sigma$	5908.15	3.69	-	2465.451	

On remarque que  $e=0.42m < \frac{L}{6} = 2.566m \Rightarrow$  la répartition est trapézoïdale.

$\Rightarrow$  La largeur de la semelle est déterminée comme suit:

On utilise la contrainte moyenne  $\Rightarrow \sigma_{(3/4)} = \frac{N_s}{B \times l_s} \times \left(1 + \frac{3 \times e_s}{l_s}\right) \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N_s \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right)}{L \times \overline{\sigma_{sol}}}$

avec :  $N_s = \sum N_{si}$

$B \geq 2.08m \Rightarrow$  On prend  $B=2.5m$

$\Rightarrow$  Calcul de la surface de la semelle filante sous poteaux notée  $S_p$  :

$$S_p = 15.4 \times 2.5 = 38.5 m^2$$

Surface totale des semelles (sous poteaux + sous voiles) :

$$S_t = n \times S_p + S_v = 5 \times 38.5 + 66.944 = 259.444 m^2$$

Avec  $n$  : nombre de portique dans le sens considéré

Surface totale du bâtiment :

$$S_{tot} = L \times Ly = 17.8 \times 15.4 = 274.12 m^2$$

Pourcentage de la surface des semelles :

$$\frac{259.444 \times 100}{274.12} = 94.64 > 50\%$$

**Conclusion :** Étant donné que la surface des semelles est supérieure à 50 % de la surface du bâtiment, on opte pour un radier général.

### III). Etude de radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

#### 1. Dimensionnement :

##### a. La condition d'épaisseur minimale :

Selon la condition d'épaisseur minimale, la hauteur du radier doit avoir au moins 25 cm.

$$h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$$

**b. Les conditions forfaitaires :**

$$L_{\max} = 4 \text{ m}$$

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 50 \leq h \leq 80$$

$L_{\max}$  : Distance entre deux voiles successifs.

D'après ces conditions, nous adopterons **h = 60 cm**.

**c. Dalle :** la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{400}{20} = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } h_d = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

**d. Nervure (poutre) :** La nervure du radier doit avoir une hauteur  $h_n$  tel-que :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{400}{10} = 40 \text{ cm}$$

**e. Condition de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow \text{ce qui nous conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40 \text{ MPa}$ .

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m).

E : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$ .

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0,78 \text{ m}$$

Soit :  **$h_n = 100 \text{ cm}$** .

**f. La largeur de la nervure :**

$$0.4 \times h_n \leq b_n \leq 0.7 \times h_n \Rightarrow 0.4 \times 100 \leq b_n \leq 0.7 \times 100.$$

$$\Rightarrow 40 \leq b_n \leq 70 \text{ on opte pour } b_n = \mathbf{60 \text{ cm}}.$$

**Conclusion :**

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

- Hauteur des nervures suivant les deux sens :  $h_n = 100 \text{ cm}$ .
- Largeur de la nervure:  $b_n = 60 \text{ cm}$ .
- Hauteur de la dalle:  $h_d = 30 \text{ cm}$ .
- Dalle flottante :  $h = 15 \text{ cm}$ .

**2. Calcul des charges nécessaires au radier :****a. Le poids de la structure :**

- Charge permanente :  $G_t: 39089.81 \text{ KN}$
- Charge d'exploitation :  $Q_t: 7481.57 \text{ KN}$

**b. Combinaison d'action :**

$$\text{ELU : } N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 39089.81 + 1.5 \times 7481.57 = 63993.60 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } N_s = G + Q = 39089.81 + 7481.57 = 46574.38 \text{ KN}$$

**c. Détermination de la surface du radier :**

- **Etat Limite Ultime :**  $S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} = \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{63993.60}{1.33 \times 200} = 240.58 \text{ m}^2$
- **Etat Limite de Service :**  $S_{\text{rad}}^{\text{ELS}} = \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{46574.38}{200} = 238.87 \text{ m}^2$

$$S_{\text{radier}} = \text{Max} (S_{\text{rad}}^{\text{ELU}}; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = \text{Max} (240.58; 238.87) = 240.58 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 274.12 > S_{\text{radier}} = 240.58 \text{ m}^2$$

**Remarque :**

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous impose les règles de BEAL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \left( \frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \max \left( \frac{100}{2}; 30 \text{ cm} \right) = 50 \text{ cm}$$

Soit un débord de :  $L_{\text{deb}} = 50 \text{ cm}$ .

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}}$

Avec :

$$S_{\text{deb}} = (17.8 \times 0.5) \times 2 + (15.4 \times 0.5) \times 2 = 33.2 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 274.12 + 36.90 = \mathbf{311.02 \text{ m}^2}$$

### 3. Calcul des sollicitations à la base du radier :

#### a. Charges permanentes

- Poids du bâtiment :

$$G_{\text{bâtiment}} = \mathbf{39089.81 \text{ KN}}$$

- Poids du radier :

$P_{\text{radier}}$  = poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

- Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_{\text{beton}}$$

$$P_{\text{dalle}} = 311.02 \times 0.3 \times 25 = \mathbf{2332.65 \text{ KN}}$$

- Poids des nervures :

$$P_{\text{ner}} = b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n_x + L_y \times n_y) \times \rho_{\text{beton}}$$

$$P_{\text{ner}} = [0.6(1 - 0.3) \times (17.8 \times 5 + 15.4 \times 6) \times 25] = \mathbf{1904.70 \text{ KN}}$$

- Poids du TVO:

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{\text{TVO}}$$

$$P_{\text{TVO}} = (311.02 - 108.84) \times (1.00 - 0.3) \times 17 = \mathbf{2405.42 \text{ KN}}$$

Avec :

Poids volumique du TVO :  $\rho_{\text{TVO}} = 17 \text{ KN / m}^3$

La surface des nervures :

$$S_{\text{ner}} = 0.6 \times (17.8 \times 5 + 15.4 \times 6) = \mathbf{108.84 \text{ m}^2}$$

- Poids de la dalle flottante :

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{radier}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_{\text{beton}}$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = (311.02 - 108.84) \times 0.1 \times 25 = \mathbf{758.17 \text{ KN}}$$

$$\text{D'où : } G_{\text{radier}} = P_{\text{dalle}} + P_{\text{ner}} + P_{\text{TVO}} + P_{\text{dalle flottante}}$$

$$G_{\text{radier}} = \mathbf{7148.22 \text{ KN}}$$

#### b. Surcharge du bâtiment et du radier :

$$Q_{\text{bat}} = \mathbf{7481.57 \text{ KN}}$$

$$Q_{\text{rad}} = 2.5 \times 311.02 = \mathbf{777.55 \text{ KN}}$$

## c. Poids total de la structure :

$$G_{\text{total}} = G_{\text{bâtiment}} + G_{\text{radier}} = 39089.81 + 7148.22 = 46238.03 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{rad}} = 7481.57 + 777.55 = 8259.12 \text{ KN}$$

## d. Combinaison d'actions :

$$\text{ELU : } N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 46238.03 + 1.5 \times 8259.12 = 74810.02 \text{ KN.}$$

$$\text{ELS : } N_s = G + Q = 46238.03 + 8259.12 = 54497.15 \text{ KN.}$$

## 4. Vérifications :

## a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15.f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 0.9 h_d = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u^{\text{tot}} \times b}{S_{\text{radier}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{74810.02 \times 1}{311.02} \times \frac{4}{2} = 481.06 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b.d} = \frac{481.06 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.782 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.782 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C. V.}$$

## b. Vérification de la stabilité du radier :

## • Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum s_i X_i}{\sum S_i} = 8.90 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum s_i Y_i}{\sum S_i} = 7.70 \text{ m}$$

Avec:  $S_i$  : aire du panneau considéré.

$X_i$ ;  $Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

## • Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{(17.8) \times (15.4)^3}{12} = 5417.525 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{(15.4) \times (17.8)^3}{12} = 7237.682 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste en la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) due aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) due au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

**M** : Moment sismique à la base du bâtiment.

**T** : Effort tranchant à la base du bâtiment

**I<sub>xx</sub>**; **I<sub>yy</sub>**: Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

**h** : profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

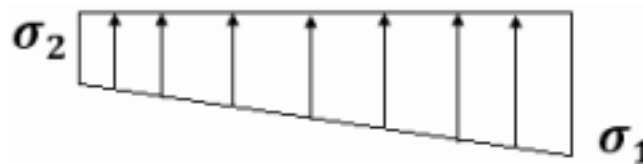


Figure VII.1.: Diagramme des contraintes.

Sollicitations		M <sub>0</sub> [KN. m]	T <sub>0</sub> [KN]	h [m]	M[KN. m]
Sens	XX	26356.891	2470.70	1	28827.59
	YY	30813.354	2573.40	1	33386.75

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\text{L'ELU} : \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\sigma_{sol}$$

$$\text{L'ELS} : \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec} : \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I} V ; \text{ Avec } N_u = 74810.02 \text{ KN}, N_s = 54497.15 \text{ KN}$$

		ELU			ELS		
Contraintes		$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_2$ [KN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_m$ [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> ]
sens	XX	274.98	205.08	257.50	210.70	139.75	192.96
	YY	287.98	193.07	264.25	222.67	127.76	198.94

- A L'ELU:  $\sigma_m < 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$

- A L'ELS:  $\sigma_m < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$

	Contraintes	ELU	ELS	Condition
Sens	XX ( $\sigma_m$ )	257.50	192.96	C.V
	YY ( $\sigma_m$ )	264.25	198.94	C.V

**c. Vérification au poinçonnement (Art. A.5.2.42/BAEL91) :**

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

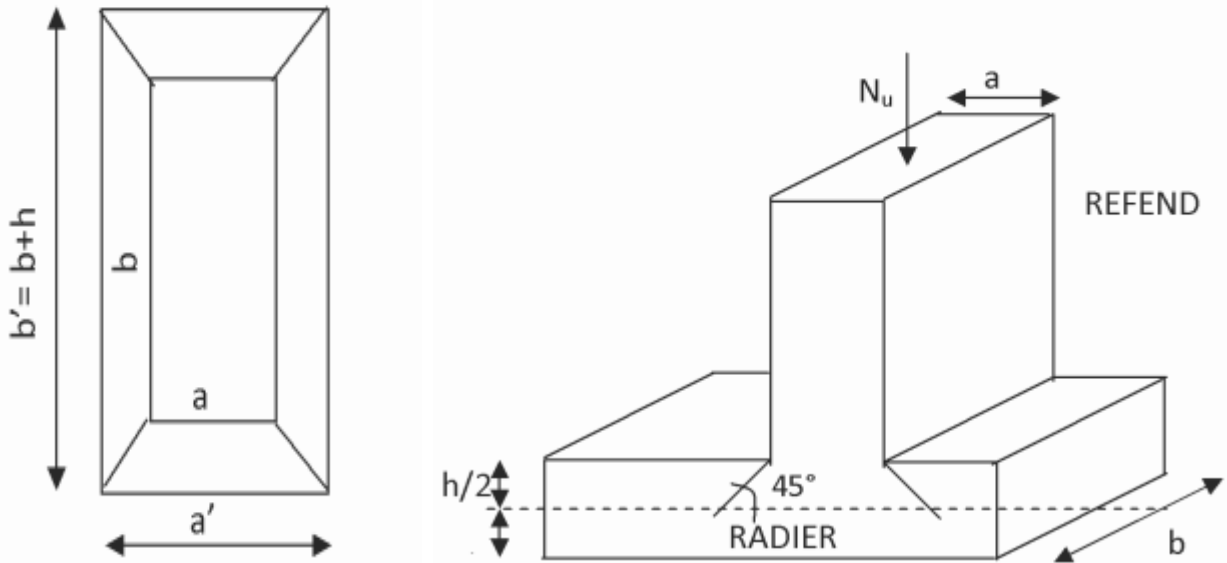
**N<sub>u</sub>** : Charge de calcul à L'ELU pour le poteau.

**μ<sub>c</sub>** : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

**a** : Epaisseur du voile ou du poteau.

**b** : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

**h** : Hauteur de la nervure égale à 1 m.



**Figure VII.2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.**

- **Calcul du périmètre utile  $\mu_c$  :**
  - **Poteau (le poteau le plus sollicité) :**

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2h) = 2(0.50 + 0.50 + 2 \times 1) = 6\text{m.}$$

$$N_u = 2015.57 \text{ KN}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times 6 \times 1 \times 25000}{1.5} = 4500 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Voile (le voile le plus sollicité) :**

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2h) = 2(0.2 + 3.8 + 2 \times 1) = 12\text{m.}$$

$$N_u = 1544.88 \text{ KN}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times 12 \times 1 \times 25000}{1.5} = 9000 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**d. Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P > P' \text{ Avec : } P' = \alpha \times \gamma_w \times S_{\text{radier}} \times z$$

**P** : poids total du bâtiment à la base du radier.

**$\alpha = 1.5$**  : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement.

**$\gamma_w$**  : Poids volumique de l'eau ( **$\gamma_w = 10\text{KN/m}^3$** ).

**Z** : profondeur de l'infrastructure ( **$h = 1\text{m}$** ).

$$P' = 1.5 \times 10 \times 311.02 \times 1 = 4665.3 \text{ KN}$$

$$P = 40586.13 \text{ KN}$$

$$P = 40586.13 \text{ KN} > P' = 4665.3 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

Pas de risque de soulèvement de la structure.

**e. Vérification de la stabilité au renversement (Art 10.1.5 RPA99/Version 2003) :**

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$$\left( e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \right).$$

$$e_x = \frac{M_x}{N_s} = \frac{28827.59}{54497.15} = 0.52 \text{ m} < \frac{17.8}{4} = 4.45 \text{ m} \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_s} = \frac{33386.75}{54497.15} = 0.61 \text{ m} < \frac{15.4}{4} = 3.85 \text{ m} \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

**IV). Ferrailage du radier :**

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus en travées se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **B.E.A.I 91 modifié 99**.

**1. Ferrailage de la dalle du radier (panneaux encastres sur 4 appuis) :**

On distingue deux cas :

**1<sup>er</sup> cas :** si  $\rho < 0.4 \Rightarrow$  le panneau travaille suivant une seule direction.

$$M_0^x = q_u \times \frac{L_x^2}{8} ; M_0^y = 0$$

**2<sup>eme</sup> cas :** si  $0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$  les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la plus petite portée } L_x : M_0^x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_0^y = \mu_y \times M_0^x$$

Les coefficients  $\mu_x ; \mu_y$  sont donnés par les tables PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y}$$

• **Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisines, et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

**a. Identification du panneau le plus sollicité :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.60}{3.80} = 0.95 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.041 \\ \mu_y = 0.888 \end{cases}$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$  la dalle travaille dans les deux directions.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_m^{max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

**A L'ELU :**

$$q_u^m = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} = \left( 264.25 - \frac{7148.22 \times 1.35}{311.02} \right) \times 1 = 233.222 \text{ KN/m}$$

**A L'ELS :**

$$q_s^m = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} = \left( 198.60 - \frac{7148.22}{311.02} \right) \times 1 = 175.168 \text{ KN/m}$$

**b. Calcul des moments isostatiques à l'ELU :**

$$M_x = 0.041 \times 233.222 \times 3.6^2 = 123.92 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.888 \times 123.92 = 110.04 \text{ KN.m}$$

❖ **Remarque :**

Comme le panneau étudié est un panneau intermédiaire et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

- **0,75** : pour les moments en travées,
- **0,50** : pour les moments sur appuis intermédiaires,
- **0,30** : pour les moments sur appuis de rive.

▪ Moment aux appuis :  $M_x^a = M_y^a = 0.5 \times 123.92 = 61.96 \text{ KN.m}$

▪ Moment en travées :  $\begin{cases} M_x^t = 0.75 \times 123.92 = 92.94 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.75 \times 126.84 = 110.04 \text{ KN.m} \end{cases}$

**c. Ferrailage à ELU :**

• **Sens longitudinal (X-X) :**

- **Aux appuis :**

$$\mu_{\text{appuis}} = \frac{M_{ux}^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{61.96 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.059 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) :

$$\mu = 0.059 \Rightarrow (\text{du tableau}) \beta = 0.969$$

$$A_x^a = \frac{M_{ux}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{61.96 \times 10^3}{0.969 \times 27 \times 348} = 6.80 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armatures : **7HA12**  $\Rightarrow A_{ad}^x = 7.92 \text{ cm}^2$  ; avec :  $S_t = 14 \text{ cm}$ .

- **En travées :**

$$\mu_{travée} = \frac{M_{ux}^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{92.94 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.089 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) :

$$\mu = 0.089 \Rightarrow (\text{du tableau et par interpolation on a}) \beta = 0.953$$

$$A_x^a = \frac{M_{ux}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{92.94 \times 10^3}{0.953 \times 27 \times 348} = 10.37 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armatures : **10HA12**  $\Rightarrow A_{ad}^x = 11.31 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

• **Sens transversal (Y-Y) :**

- **Aux appuis :**

On opte pour une section d'armatures : **7HA12**  $\Rightarrow A_{ad}^x = 7.92 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 14 \text{ cm}$ .

- **En travées :**

$$\mu_{travée} = \frac{M_{uy}^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{110.04 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.106 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) :

$$\mu = 0.106 \Rightarrow (\text{du tableau}) \beta = 0.944$$

$$A_x^a = \frac{M_{uy}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{110.04 \times 10^3}{0.944 \times 27 \times 348} = 12.40 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armatures : **9HA14**  $\Rightarrow A_{ad}^x = 13.85 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 11 \text{ cm}$ .

Sens	zone	M (KN.m)	$\mu$	$\beta$	Ferrailage	$S_t$ (cm)	Section (cm <sup>2</sup> )
Longitudinal	Aux appuis	61.96	0.059	0.969	7HA12	14	10.78
	En travée	92.94	0.089	0.953	10HA12	10	15.39
Transversal	Aux appuis	61.96	0.059	0.969	7HA12	14	9.05
	En travée	110.04	0.106	0.944	9HA14	11	12.32

**Tableaux VII-1 : Récapitulatif des résultats dans les deux sens.**

## 2. Vérification à L'ELU :

### a. Condition du non fragilité du béton :

$\omega_0$ : Pourcentage d'acier minimal est égal à 0.8 ‰ pour les HA FeE400

Sens (X-X) :

$$\omega_x \geq \omega_0 \frac{(3 - \rho)}{2} ; \text{avec} : \omega_x = \frac{A_{min}}{bh} , \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$$A_{min}^x \geq \frac{bh \omega_0 (3 - \rho)}{2} = 100 \times 30 \times 0.0008 \times \left( \frac{3 - 0.95}{2} \right) = 2.46 \text{ cm}^2$$

Sens (Y-Y) :

$$\omega_y \geq \omega_0 ; \text{avec} : \omega_y = \frac{A_{min}}{bh} , \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$$A_{min}^y \geq bh \omega_0 = 100 \times 30 \times 0.0008 = 2.4 \text{ cm}^2$$

Les sections choisies que ce soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale.

- Aux appuis:

$$A_{ad}^x = 7.92 \text{ cm}^2 > A_{min}^x = 2.46 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V.$$

$$A_{ad}^y = 7.92 \text{ cm}^2 > A_{min}^y = 2.4 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V.$$

- En travée :

$$A_{ad}^x = 11.31 \text{ cm}^2 > A_{min}^x = 2.46 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V.$$

$$A_{ad}^y = 13.85 \text{ cm}^2 > A_{min}^y = 2.4 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots C.V.$$

### b. Espacement des armatures (Art A.8.2, 42 BAEL 91 modifiée 99) :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :  
 $S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (90; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .

▪ Sens longitudinal :

$$S_t^{max} = 14 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots C.V.$$

▪ Sens transversal :

$$S_t^{max} = 14 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots C.V.$$

### 3. Vérification à L'ELS :

#### a. Evaluation des moments $M_x$ ; $M_y$ :

- Sens longitudinal :

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_0^x = 0.041 \times 175.168 \times 3.60^2 = 93.07 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment aux appuis: } M_a^x = 0.5 \times 93.07 = 46.53 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment en travées: } M_t^x = 0.75 \times 93.07 = 69.8 \text{ KN.m}$$

- Sens transversal :

$$M_0^y = \mu_x \times M_0^x$$

$$M_0^y = 0.888 \times 93.07 = 82.64 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment aux appuis: } M_a^y = 0.5 \times 93.07 = 46.53 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \text{Moment en travées: } M_t^y = 0.75 \times 82.64 = 61.98 \text{ KN.m}$$

#### b. Vérification des contraintes dans le béton :

On vérifie la condition suivante :

$$a = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

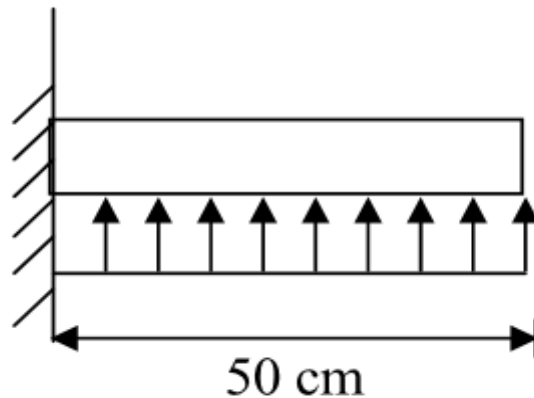
		$M_u$	$M_s$	$\mu$	$\gamma$	$\alpha$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	OBSERVATION
<b>SENS (X-X)</b>	appuis	61.96	46.53	0.044	1.33	0.0562	0.415	<b>CV</b>
	travée	92.94	69.8	0.067	1.33	0.0867	0.415	<b>CV</b>
<b>SENS (Y-Y)</b>	appuis	61.96	46.53	0.044	1.33	0.0562	0.415	<b>CV</b>
	travée	110.04	61.98	0.059	1.77	0.0760	0.635	<b>CV</b>

**Tableau VI.5 : Vérification des contraintes dans le béton.**

**Tableau V.2 : Vérification des contraintes dans le béton.**

### V). Ferrailage des débords :

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.



### 1. Sollicitation de calcul :

$$\text{A l'ELU : } q_u = 233.222 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$M_u = \frac{-q_u \times L^2}{2} = \frac{-233.222 \times 0.5^2}{2} = -29.192 \text{KN.m}$$

### 2. Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{29.192 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0.028 < 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,028 \rightarrow \beta = 0,986 \quad A_t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{29.192 \times 10^6}{0,986 \times 270 \times 348} = 3.15 \text{ cm}^2$$

### Remarque :

Les armatures du radier sont largement supérieures à celles du débord,  $A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}}$ , alors le ferrailage du débord sera la continuité de celui du radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

### VI). Ferrailage des nervures :

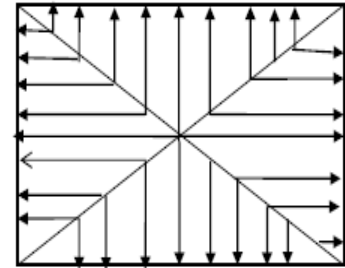
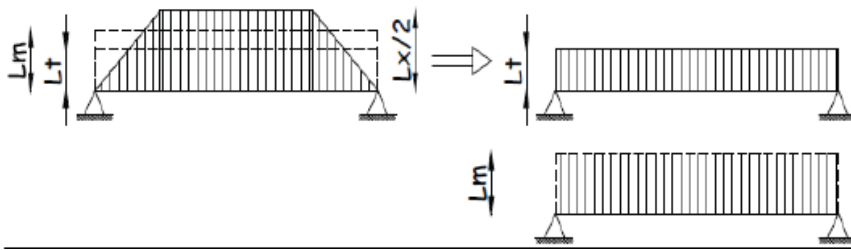
La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

### Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment ( $L_m$ ) et le même effort tranchant ( $L_t$ ) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.



Schème VII.3 :Présentation des chargements simplifiés

Schème VII.4 :Répartition triangulaire

➤ **Cas de chargement trapézoïdal**

**Pour l'effort tranchant (charge rectangulaire de largeur  $L_t$ ) :**

$$I_t = I_x \left( 0.5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$$

**Pour le moment fléchissant (charge rectangulaire de largeur  $L_m$ ) :**

$$I_m = I_x \left( 0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$$

➤ **Cas de chargement triangulaire**

**Pour l'effort tranchant (charge rectangulaire de largeur  $L_t$ ) :**

$$L_t = 0.25 \times L_x$$

**Pour le moment fléchissant (charge rectangulaire de largeur  $L_m$ ) :**

$$L_m = 0.333 \times L_x$$

**1. Charge à considérer :**

➔ **Sens longitudinal :**

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 233.222 \times 1,2 \times 2 = 559.732 \text{KN/ml.}$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 175,168 \times 1,2 \times 2 = 420,4 \text{KN/ml.}$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 233.222 \times 0,9 \times 2 = 419.799 \text{KN/ml.}$$

$$q_{Ts} = q_s \times L_t = 175,168 \times 0,9 \times 2 = 315,3 \text{KN/ml.}$$

➔ **Sens transversal :**

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 233.222 \times 1,314 \times 2 = 612.907 \text{KN/ml.}$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 175,168 \times 1,314 \times 2 = 460,34 \text{KN/ml.}$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 233.222 \times 1,071 \times 2 = 499.561 \text{KN/ml.}$$

$$q_{Ts} = q_w \times L_t = 175,168 \times 1,071 \times 2 = 375,21 \text{KN/ml.}$$

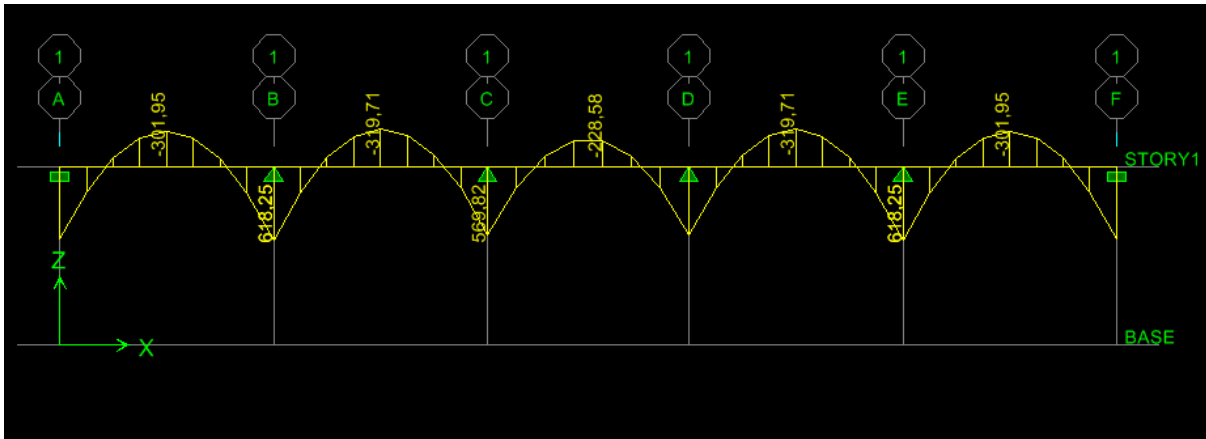
Afin de déterminer les efforts internes nous avons utilisé le logiciel ETABS.

$$H_{\text{nerv}} = 1 \text{m}$$

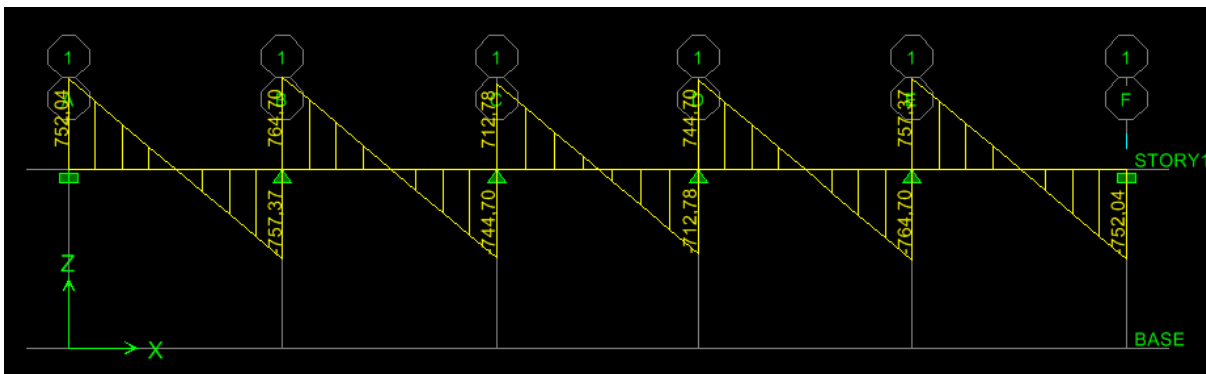
$$B_{\text{nerv}} = 0.6 \text{m}$$

**Sens (X-X) :**

 ELU :

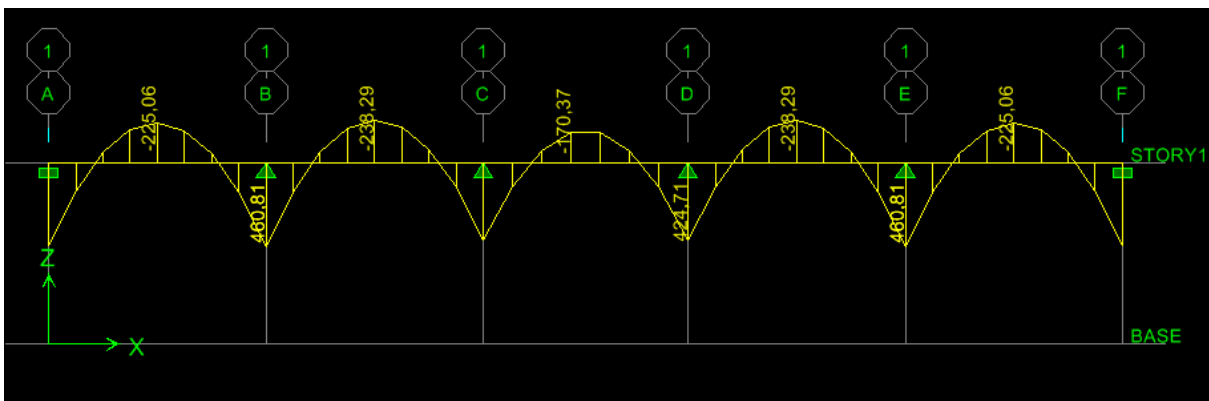


Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU.

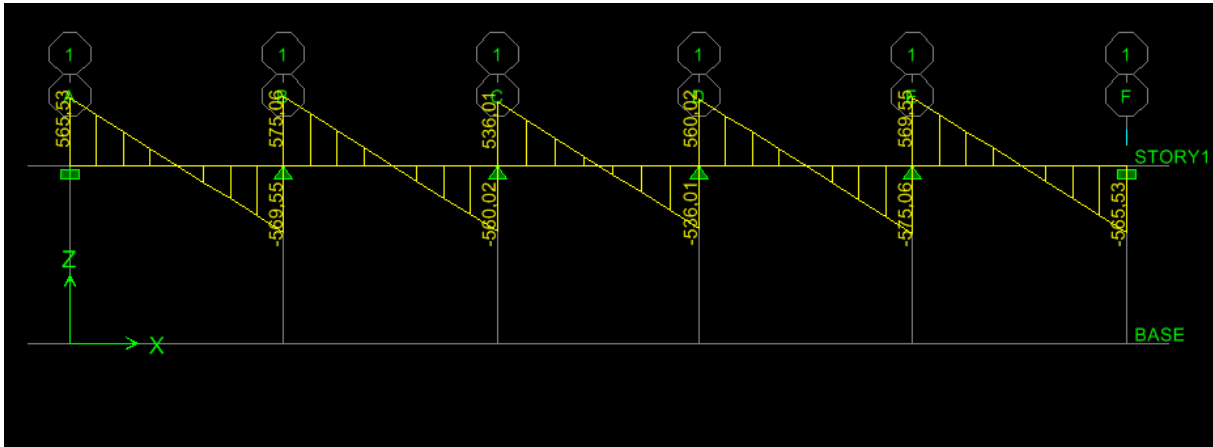


Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU.

 ELS :



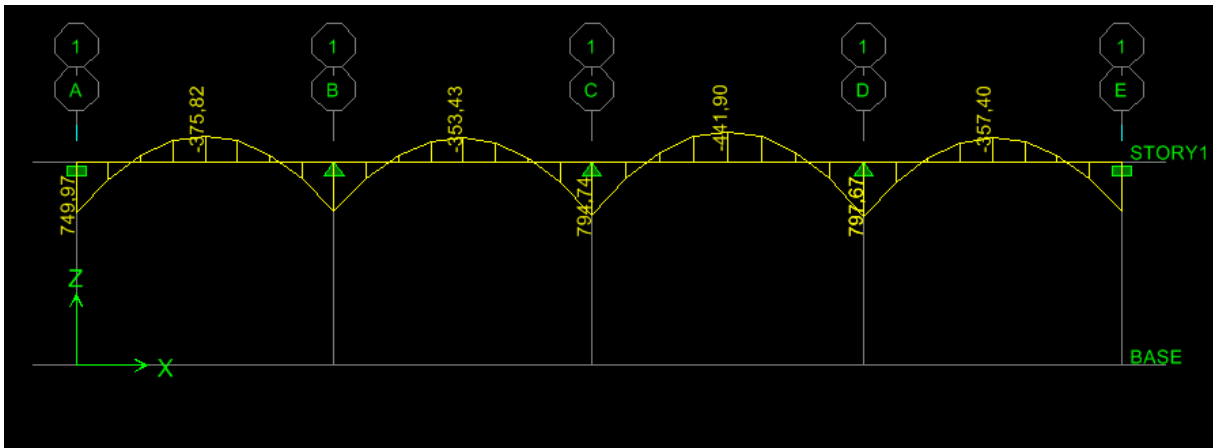
Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS.



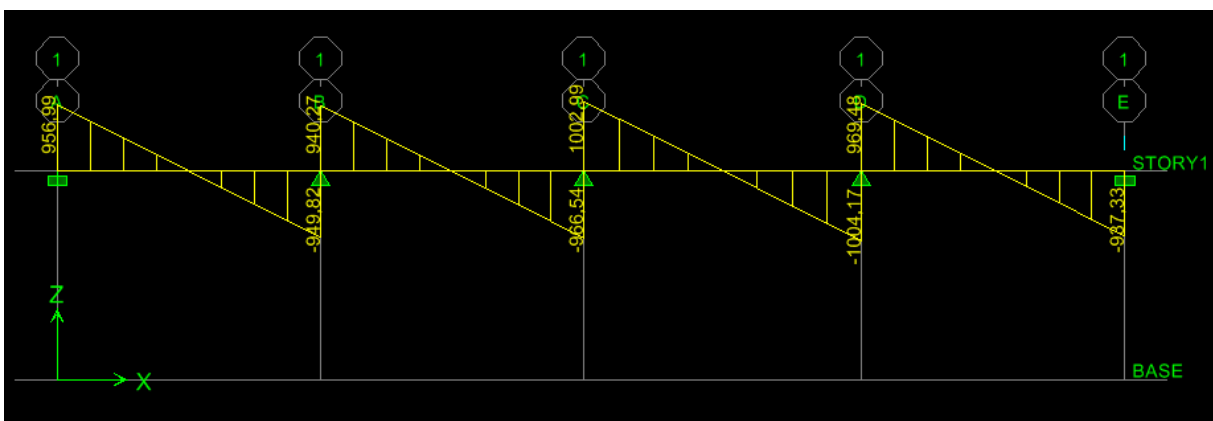
Diagrammes des efforts tranchant à l'ELS.

SENS(Y-Y) :

ELU :

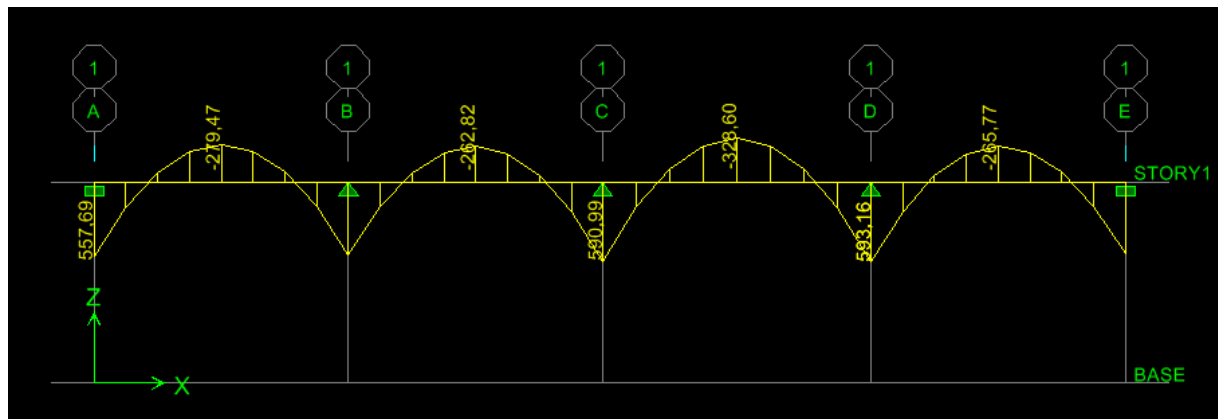


Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU.

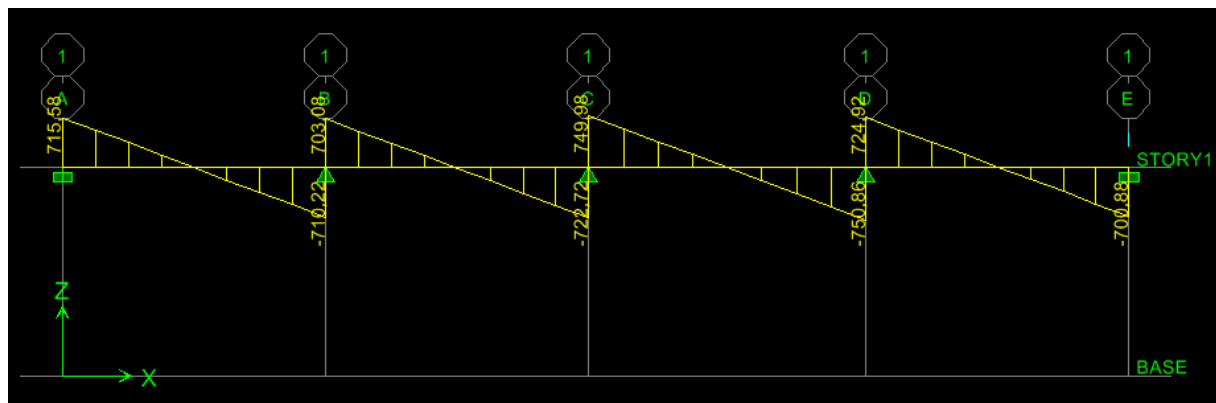


Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU.

ELS :



Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS.



Diagrammes des efforts tranchant à l'ELS.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

	Sens longitudinal (X-X)		Sens transversal (Y-Y)	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_{amax}$ (KN.m)	618,25	460,81	797,74	593,16
$M_{tmax}$ (KN.m)	319,71	238,29	441,90	328,60
$T_{max}$ (KN)	764,70	575,06	1004,17	750,86

2. Calcul des Armatures :

a. Armatures longitudinales :  $b=60$  cm  $h=100$  cm  $f_{bu} = 14,2$   $\sigma_{st} = 348$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} ; A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu_u$	$\beta$	Section	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
xx	Appuis	618,25	0,075	0,961	SSA	18,86	5HA16(filante)+ 5HA16(chap) =20,1
	Travée	319,71	0,039	0,980	SSA	9,56	5HA12(filante)+ 5HA12(chap) = 11,30
yy	Appuis	797,74	0,097	0,948	SSA	24,67	5HA20(filante)+ 5HA20(chap) = 31,42
	travée	441,90	0,054	0,972	SSA	13,33	5HA16(filante)+ 5HA16(chap) = 20,1

TableauVII.3 : Le ferrailage adopté pour la nervure.

**b. Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :**

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l_{max}}}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 10 \text{ mm.}$$

On prend 3 cadres de =10mm.

- **Espacement des armatures :**

**En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l_{max}} \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min \{25 ; 24\} = 10 \text{ cm}$$

**En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**
- **En zone nodale :**

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 60 = 1,8 \text{ cm}^2$$

- **En zone courante :**
- $A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 60 = 2,7 \text{ cm}^2$

**c. Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ( $3\text{cm}^2/\text{ml}$ ) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1.00 = 3 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte pour : } 2\text{HA14} = 3,08 \text{ cm}^2$$

### 3. Vérification à l'ELU :

#### a. Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 98 \times \frac{2.1}{400} = 7,1 \text{ cm}^2$$

#### ✚ Sens XX :

Aux appuis :

$$A_a = 20,1 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7,1 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

En travées :

$$A_t = 11,3 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7,1 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### ✚ Sens YY

Aux appuis :

$$A_a = 31,42 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7,1 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

En travées :

$$A_t = 20,1 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7,1 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### b. Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant) :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

Sens longitudinale :  $T_u^{\max} = 764,70 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{764700}{600 \times 980} = 1,3 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sens transversal :  $T_u^{\max} = 1004,17$

$$\tau_u = \frac{1004170}{600 \times 980} = 1,7 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### 4. Vérification à l'ELS :

#### a. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot 1 \cdot d \cdot A_{st}} \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Se ns	zone	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>s</sub>	ρ <sub>1</sub>	β	K <sub>1</sub>	σ <sub>st</sub>	σ̄ <sub>st</sub>	σ <sub>b</sub>	σ̄ <sub>b</sub>	Obs
xx	Appuis	20,1	460,81	0,34	0,909	39,95	257,36	348	8,95	15	<b>Cv</b>
	Travée	11,3	238,29	0,19	0,930	56,43	231,28	348	4,10	15	<b>Cv</b>
yy	Appuis	31,42	593,16	0,53	0,891	30,87	216,20	348	7,00	15	<b>Cv</b>
	travée	20,1	328,60	0,34	0,909	39,95	183,52	348	4,60	15	<b>Cv</b>

Tableau VII-4 : Vérification des contraintes à l'ELS.



# **Chapitre VIII :**

## **Etude du mur plaque**

**Introduction :**

Pour assurer la stabilité de talus derrière notre structure, et pour faire face aux poussées des terres dû au remblai , ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai, il est nécessaire de prévoir un mur de soutènement en béton armé.

Un joint de 2cm d'épaisseur, qui sera occupé par une feuille de polyane, est pris en compte entre le mur et le verso des poteaux.

**Les exigences du RPA99 modifié 2003, (Art 10.1.2):**

- L'épaisseur minimale imposée par le RPA pour le voile périphérique doit être supérieure ou égale à 15 cm.

On opte pour une épaisseur de **20 cm**.

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical). **Amin = 0,10%. bh = 2 cm<sup>2</sup>.**

**Mur N°1 (sous-sol + entre-sol) :****I). Détermination des sollicitations :**

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont  $\sigma_H$  et  $\sigma_V$  tel que :  $\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V$

**Avec :**

$K_0$  : Coefficient des poussées de terres au repos  $K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$

$\sigma_H$  : Contraintes horizontales.

$\sigma_V$  : Contrainte verticales.

$\varphi$  : Angle de frottement interne.

**Données de calcul :**

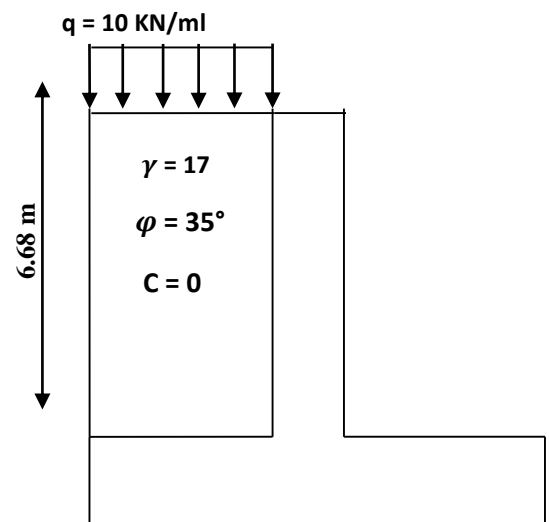
Surcharge éventuelle :  $q = 10 \text{ KN /ml}$

**Caractéristiques du sol :**

Poids volumique des terres :  $\gamma = 17 \text{ KN /m}^3$

Angle de frottement :  $\varphi = 35^\circ$

Cohésion :  $C = 0$

**1. Calcul des sollicitations :**

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{1 - \sin 35}{\cos 35} = 0,52$$

$$\sigma_V = q + \gamma h \rightarrow 0 < h < 6,68 \text{ m}$$

**Figure VIII. 1: Schéma statique du Mur de soutènement.**

- **ELU:**

$$\sigma_H = K_0 \sigma_V = K_0(1,35 \gamma h + 1,5q)$$

$$h = 0\text{m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,52 \times 1,5 \times 10 = 7,8 \text{KN/m}^2$$

$$h = 6,68\text{m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,52 \times (1,35 \times 17 \times 6,68 + 1,5 \times 10) = 87,51 \text{KN/m}^2$$

- **ELS:**

$$\sigma_H = K_0 \sigma_V = K_0(\gamma h + q)$$

$$h = 0\text{m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,52 \times 10 = 5,2 \text{KN/m}^2$$

$$h = 6,68\text{m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,52 \times (17 \times 6,68 + 10) = 64,25 \text{KN/m}^2$$

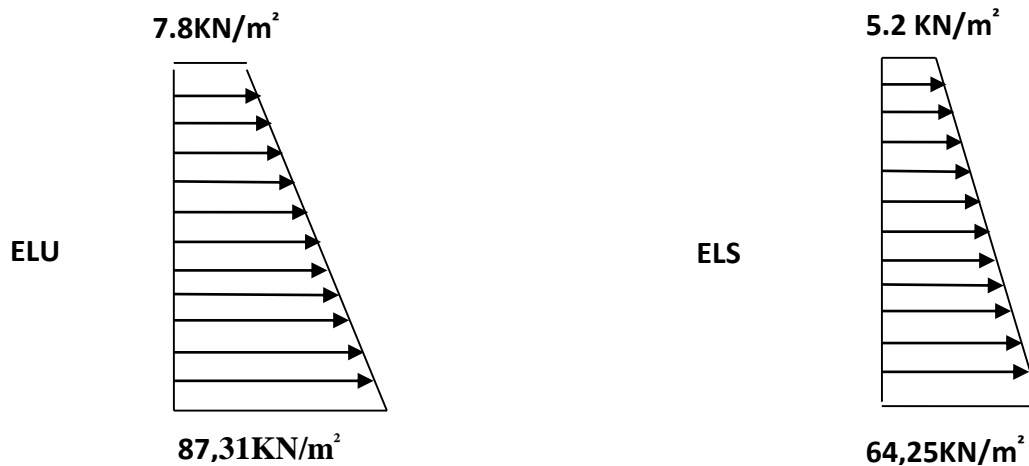


Figure VIII.2 : Diagramme des contraintes mur N°1.

Charges moyennes :

✚ ELU :

$$q_u = \frac{3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 87,31 + 7,8}{4} \times 1\text{m} = 67,43 \text{KN/ml}$$

✚ ELS :

$$q_s = \frac{3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 64,25 + 5,2}{4} \times 1\text{m} = 49,48 \text{KN/ml}$$

## II). Ferrailage du mur plaque :

### Méthode de calcul :

Le mur plaque sera calculé comme une console verticale encastrée au niveau de la semelle et simplement appuyée au niveau des planchers.

On effectuera le calcul en flexion simple pour une bande de 1m de longueur et 20cm de largeur à l'état d'équilibre au repos, et on opte pour le ferrailage le plus défavorable.

Pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moment en travée : 0,75
- Appuis intermédiaires : 0,5

### 1. Identification de mur de soutènement :

$L_x = 4 \text{ m}$  et  $l_y = 6,68 \text{ m}$

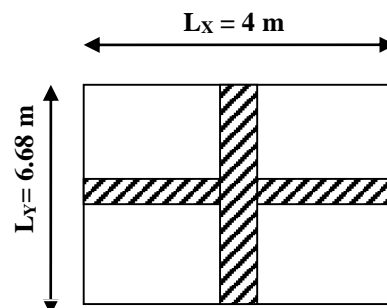
$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4}{6.68} = 0,6 < 0,4 \rightarrow \text{le mur travaille dans les deux directions .}$$

#### ❖ ELU :

$$\rho=0.6 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0812 \\ \mu_y = 0,305 \end{array} \right.$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0,0812 \times 67,43 \times 4^2 = 87,60 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,305 \times 87,60 = 26,71 \text{ KN.m}$$



#### • Correction des moments :

##### Sens x-x :

$$\text{Aux appuis } M_a = 0,5 M_{ox} = 0,5 \times 87,60 = 43,8 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,75 M_{ox} = 0,75 \times 87,60 = 65,7 \text{ KN.m}$$

##### Sens y-y :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 M_{oy} = 0,5 \times 26,71 = 13,35 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,75 M_{oy} = 0,75 \times 26,71 = 20,03 \text{ KN.m}$$

#### ❖ ELS :

$$\rho=0.6 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0861 \\ \mu_y = 0.476 \end{array} \right.$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0,0812 \times 49,48 \times 4^2 = 64,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,476 \times 64,28 = 30,59 \text{ KN.m}$$

• **Correction des moments :**

**Sens x-x :**

Aux appuis  $M_a = 0,5 M_{ox} = 0,5 \times 64,28 = 32,14 \text{ KN.m}$

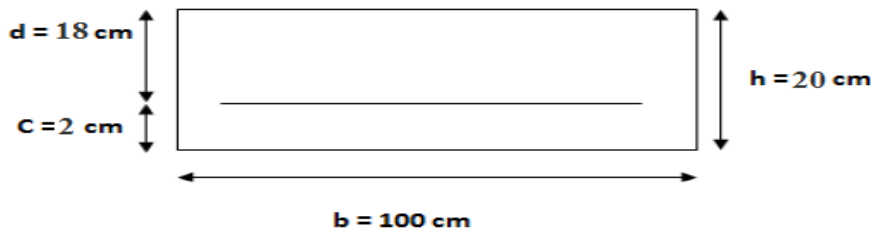
En travée :  $M_t = 0,75 M_{ox} = 0,75 \times 64,28 = 48,21 \text{ KN.m}$

**Sens y-y :**

Aux appuis :  $M_a = 0,5 M_{oy} = 0,5 \times 30,59 = 15,295 \text{ KN.m}$

En travée :  $M_t = 0,75 M_{oy} = 0,75 \times 30,59 = 22,94 \text{ KN.m}$

**2. Calcul des sections d'armatures :**



On a :  $\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$  ;  $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

→  $A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$

On a :  $A_{min}^x = \omega_0 x \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h$  ;  $\omega_0 = 0.0008$  → FeE400

$A_{min}^y = \omega_0 \times b \times h$

Sens	zone	M (KN.m)	$\mu$	section	$\beta$	A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage	Section (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
X-X	Aux appuis	43,8	0,095	SSA	0.950	7,36	1,92	8HA14	12,31	12
	En travée	65,7	0,14	SSA	0.993	10,56	1,92	10HA14	15,39	12
Y-Y	Aux appuis	43,8	0,095	SSA	0.950	7,36	1,6	8HA14	12,31	12
	En travée	20,03	0,043	SSA	0.978	3,26	1,6	6HA10	4,71	16

**Tableau VIII.1 :ferraillage du mur N°1.**

**VI. 2. Les exigences du RPA99 modifié 2003, (Art 10.1.2):**

- L'épaisseur minimale imposée par le RPA pour le voile périphérique doit être supérieure ou égale à 15 cm.

On opte pour une épaisseur de **20 cm**.

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical). **Amin = 0,10%.b h= 2 cm<sup>2</sup>.**

**III). Vérifications :****A. Espacement des barres**

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

Armatures principales : Sens (X-X) :  $S_t < \min(3h ; 33\text{cm})$

Sens (Y-Y) :  $S_t < \min(4h ; 45\text{cm})$

Sens XX  $\rightarrow S_t = \frac{b}{8} = \frac{100}{8} = 12 \text{ cm} < 33\text{cm} \quad \longrightarrow \text{Condition Vérifiée.}$

Sens YY  $\rightarrow S_t = \frac{b}{6} = \frac{100}{6} = 16 \text{ cm} < 45\text{cm} \quad \longrightarrow \text{Condition Vérifiée.}$

**B. Calcul de la longueur de scellement des barres :**

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

Avec :  $\tau_{se} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$

$\rightarrow$  Pour  $\emptyset 14$  :  $L_s = 49,38\text{cm} \Rightarrow L_s = 50\text{cm}$

$\rightarrow$  Pour  $\emptyset 10$  :  $L_s = 35,27\text{cm} \Rightarrow L_s = 40\text{cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « **0.4** » pour les barres à haute adhérence selon le **BAEL91 modifiée 99 (Art A.6.1, 21)**

$\rightarrow$  Pour  $\emptyset 14$  :  $L_a = 19,75\text{cm} \Rightarrow L_a = 20\text{cm.}$

$\rightarrow$  Pour  $\emptyset 10$  :  $L_a = 14,10\text{cm} \Rightarrow L_a = 16\text{cm.}$

**C. Vérification des contraintes :**

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

**Dans les aciers :**

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

**Dans le béton :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} ; \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} ; \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} ; \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

sens	zone	As (cm <sup>2</sup> )	Ms	$\rho_1$	$\beta$	K <sub>1</sub>	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X-X	Appui	12,31	32,14	0,69	0,879	26,23	165,02	201.63	6,30	15	Cv
	Travée	15,39	48,21	0,85	0,869	23,17	200,26	201.63	8,64	15	Cv
Y-Y	Appui	4,71	32,14	0,26	0,879	26,23	212,31	201,63	8,094	15	Cv
	Travée	4,71	22,94	0,26	0,919	46,73	294,43	201.63	6,30	15	Cv

Tableaux VIII.2 : Vérification des contraintes à l'ELS du mur N°1.

**Mur N°2 (sous-sol) :****I). Détermination des sollicitations :**

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont  $\sigma_H$  et  $\sigma_V$  tel que :  $\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V$

Avec :

$K_0$  : Coefficient des poussées de terre au repos  $K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$

$\sigma_H$  : Contraintes horizontales.

$\sigma_V$  : Contrainte verticales.

$\varphi$  : Angle de frottement interne.

**Données de calcul :**

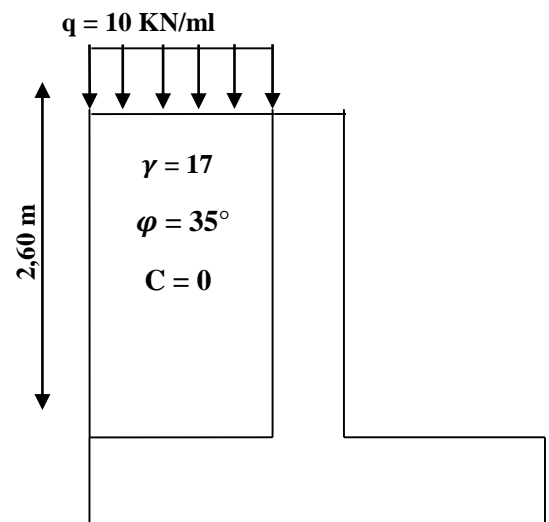
Surcharge éventuelle :  $q = 10 \text{ KN/ml}$

**Caractéristiques du sol :**

Poids volumique des terres :  $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$

Angle de frottement :  $\varphi = 35^\circ$

Cohésion :  $C = 0$

**1. Calcul des sollicitations :**

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{1 - \sin 35}{\cos 35} = 0,52$$

$$\sigma_V = q + \gamma h \rightarrow 0 < h < 2,60 \text{ m}$$

- **ELU:**

$$\sigma_H = K_0 \sigma_V = K_0(1,35 \gamma h + 1,5q)$$

$$h = 0\text{m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,52 \times 1,5 \times 10 = 7,8 \text{KN/m}^2$$

$$h = 6,68\text{m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,52 \times (1,35 \times 17 \times 2,60 + 1,5 \times 10) = 38,83 \text{KN/m}^2$$

- **ELS:**

$$\sigma_H = K_0 \sigma_V = K_0(\gamma h + q)$$

$$h = 0\text{m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,52 \times 10 = 5,2 \text{KN/m}^2$$

$$h = 6,68\text{m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,52 \times (17 \times 2,60 + 10) = 28,18 \text{KN/m}^2$$

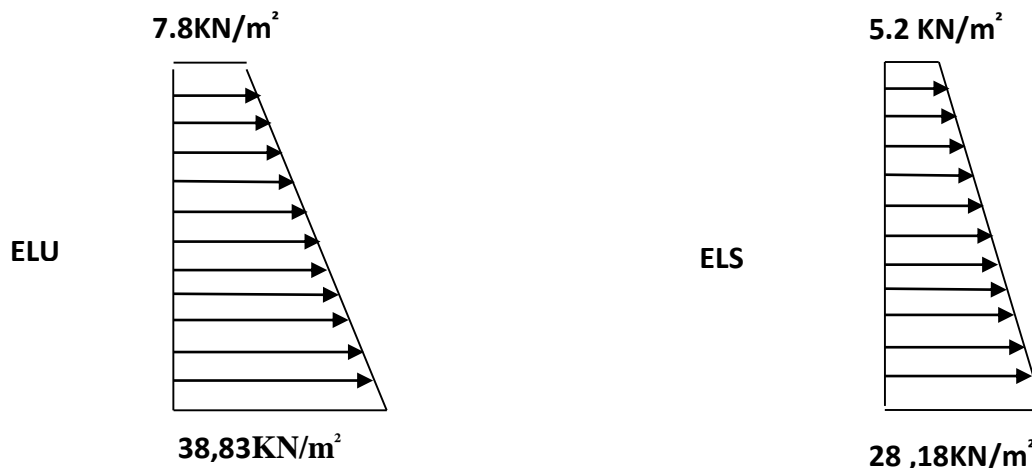


Figure VIII.2 : Diagramme des contraintes mur N°2.

Charges moyennes :

✚ ELU :

$$q_u = \frac{3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 38,83 + 7,8}{4} \times 1\text{m} = 31,07 \text{KN/ml}$$

✚ ELS :

$$q_s = \frac{3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 28,18 + 5,2}{4} \times 1\text{m} = 22,43 \text{KN/ml}$$

## II). Ferrailage du mur plaque :

### 1. Identification de mur de soutènement :

$$L_x = 2,60 \text{ m et } l_y = 4 \text{ m}$$

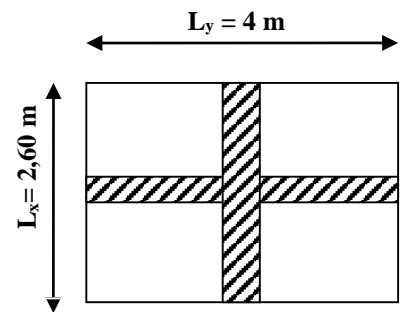
$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,60}{4} = 0,65 < 0,4 \rightarrow \text{le mur travaille dans les deux sens}$$

## ❖ ELU :

$$\rho = 0.65 \begin{cases} \mu_x = 0,0805 \\ \mu_y = 0,311 \end{cases}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0,0805 \times 31,07 \times 2,60^2 = 16,90 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,311 \times 16,90 = 5,25 \text{ KN.m}$$



## • Correction des moments :

## Sens x-x :

$$\text{Aux appuis } M_a = 0,5 M_{ox} = 0,5 \times 16,90 = 8,45 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,75 M_{ox} = 0,75 \times 16,90 = 12,67 \text{ KN.m}$$

## Sens-y-y :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 M_{oy} = 0,5 \times 16,90 = 8,45 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,75 M_{oy} = 0,75 \times 5,25 = 3,93 \text{ KN.m}$$

## ❖ ELS :

$$\rho = 0.6 \begin{cases} \mu_x = 0,0855 \\ \mu_y = 0,481 \end{cases}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0,0855 \times 22,43 \times 2,60^2 = 12,96 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,481 \times 12,96 = 6,23 \text{ KN.m}$$

## • Correction des moments :

## Sens x-x :

$$\text{Aux appuis } M_a = 0,5 M_{ox} = 0,5 \times 12,96 = 6,48 \text{ KN.m}$$

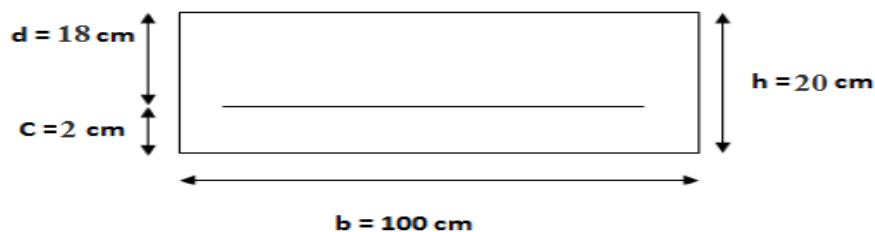
$$\text{En travée : } M_t = 0,75 M_{ox} = 0,75 \times 12,96 = 9,72 \text{ KN.m}$$

## Sens-y-y :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5 M_{oy} = 0,5 \times 12,96 = 6,48 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,75 M_{oy} = 0,75 \times 6,23 = 4,67 \text{ KN.m}$$

## 2. Calcul des sections d'armatures :



$$\text{On a: } \mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

$$\text{On a: } A_{min}^x = \omega_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h ; \omega_0 = 0.0008 \rightarrow \text{FeE400}$$

$$A_{min}^y = \omega_0 \times b \times h$$

Sens	zone	M (KN.m)	$\mu$	section	$\beta$	A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage	Section (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
X-X	Aux appuis	8,45	0,018	SSA	0,991	1,36	1,92	6HA10	4,71	16
	En travée	12,67	0,027	SSA	0,986	2,05	1,92	6HA10	4,71	16
Y-Y	Aux appuis	8,45	0,018	SSA	0,991	1.36	1,6	6HA10	4,71	16
	En travée	3,93	0,008	SSA	0,996	0,62	1,6	6HA10	4,71	16

**Tableau VIII.1 :ferraillage du mur N°2.**

#### ❖ Recommandation du RPA :

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0.1%B) dans les deux sens (horizontal et vertical) :

(b=1m=100cm ; h : épaisseur du voile = 20cm)

$$A \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2.$$

- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles/m<sup>2</sup> de HA8.

### III). Vérifications :

#### a) Espacement des barres

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

Armatures principales : Sens (X-X) : S<sub>t</sub> < min (3h ; 33cm)

Sens (Y-Y) : S<sub>t</sub> < min (4h ;45cm)

$$\text{Sens XX} \rightarrow S_t = \frac{b}{6} = \frac{100}{6} = 16 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

$$\text{Sens YY} \rightarrow S_t = \frac{b}{6} = \frac{100}{6} = 16 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

### b) Calcul de la longueur de scellement des barres :

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \text{Pour } \emptyset 10 : L_s = 35,27 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 40 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « **0.4** » pour les barres à haute adhérence selon le **BAEL91 modifiée 99 (Art A.6.1, 21)**

$$\rightarrow \text{Pour } \emptyset 10 : L_a = 14,10 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 16 \text{ cm.}$$

### c) Vérification des contraintes :

Le mur de soutènement étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

#### Dans les aciers :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

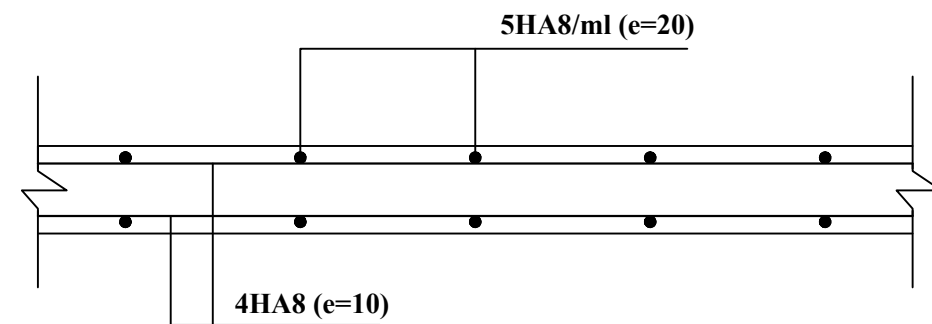
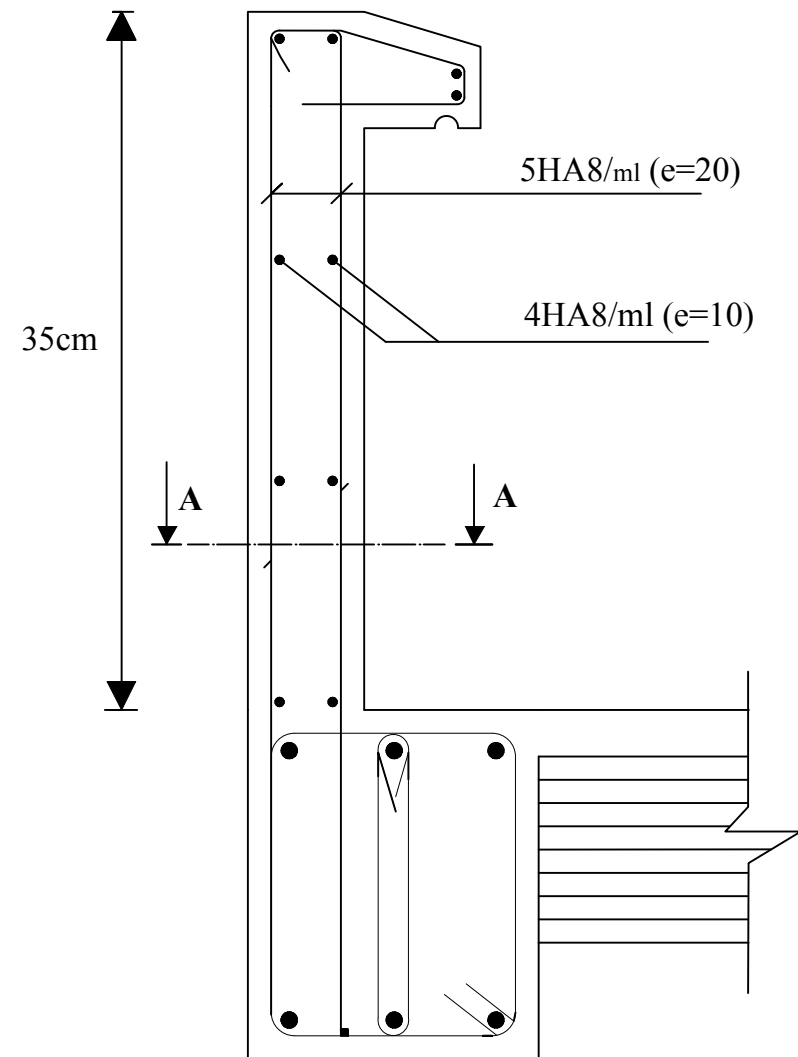
#### Dans le béton :

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} ; \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} ; \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} ; \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

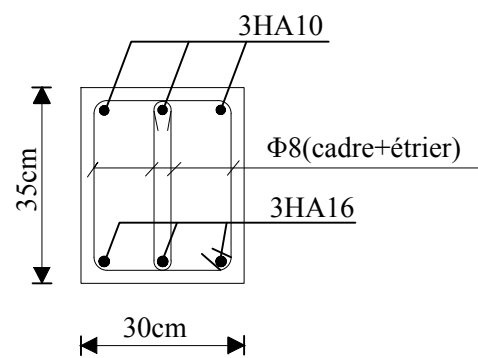
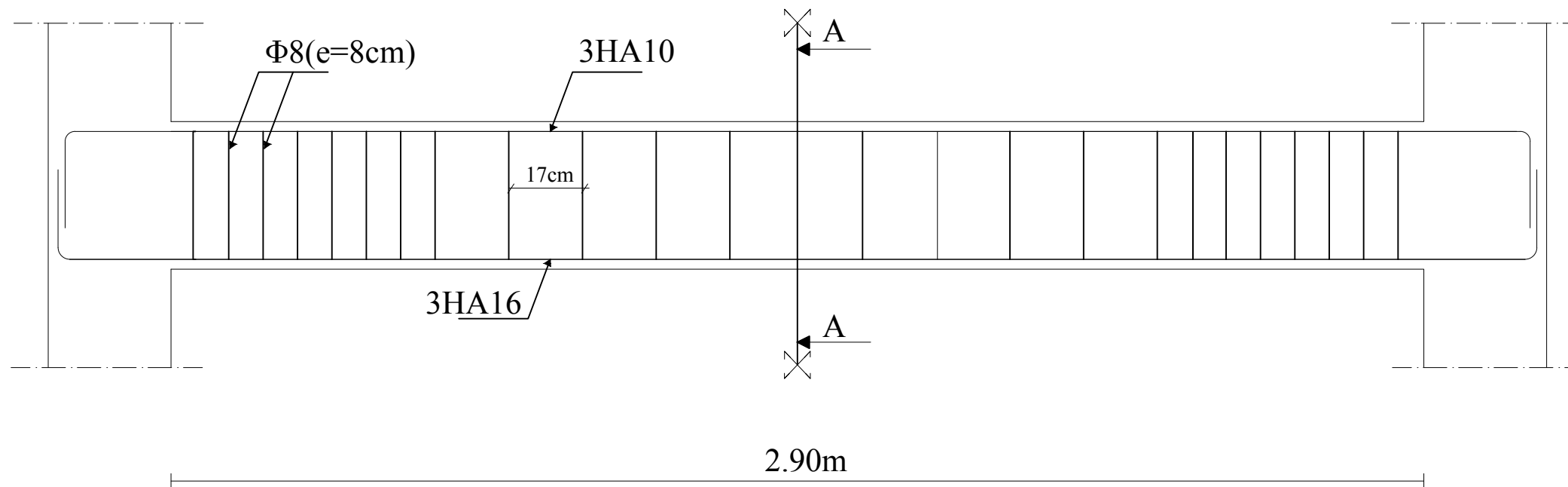
sens	zone	As (cm <sup>2</sup> )	Ms	$\rho_1$	$\beta$	K <sub>1</sub>	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X-X	Appui	4,71	6,48	0,26	0,919	46,73	83,17	201.63	1,77	15	Cv
	Travée	4,71	9,72	0,26	0,919	46,73	124,75	201.63	2,66	15	Cv
Y-Y	Appui	4,71	6,48	0,26	0,919	46,73	55,44	201,63	1,18	15	Cv
	Travée	4,71	4,67	0,26	0,919	46,73	59,93	201.63	1,28	15	Cv

Tableaux VIII.2 : Vérification des contraintes à l'ELS du mur N°2.



**Coupe A-A**

République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par Mr Arif Lounes Amrani hayat	Plan de ferrailage de L'acrotère	
Dirigé par	Mme cherifi	2018



Coupe A-A

République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par Mr Arib Lounes Amrani hayat	Plan de ferrailage de la poutre palière	
Dirigé par	Mme cherifi	2018

République algérienne démocratique et populaire  
Université Mouloud Mammeri de T.O  
Faculté de génie de la construction  
Département de génie civil

Etudié par  
Mr Arib Lounes  
Amrani hayat

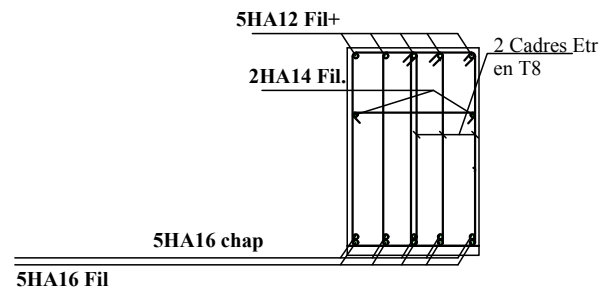
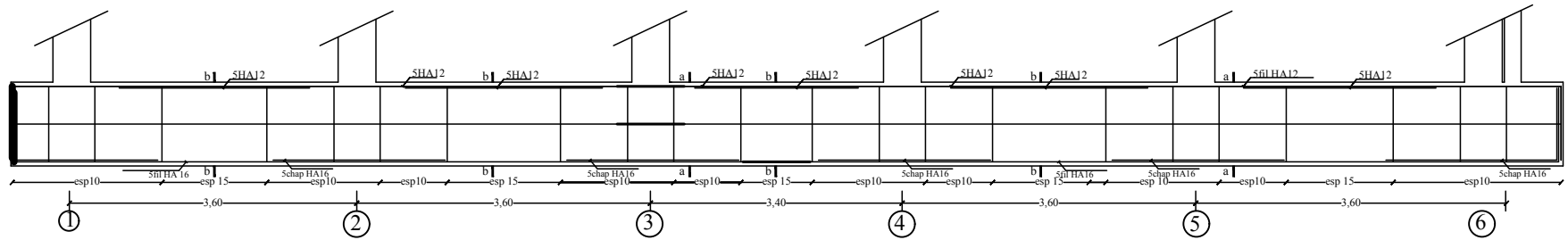
Plan de ferrailage de  
l'escalier

Dirigé par

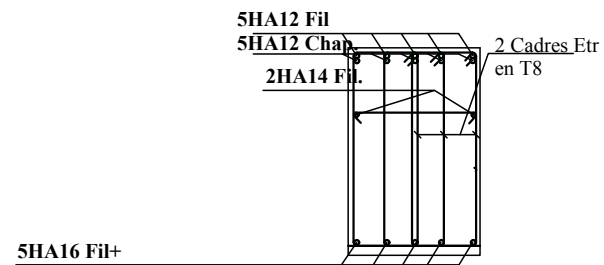
Mme cherifi

2018

# SENS X-X:

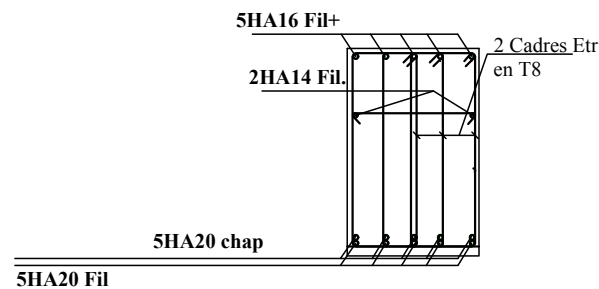
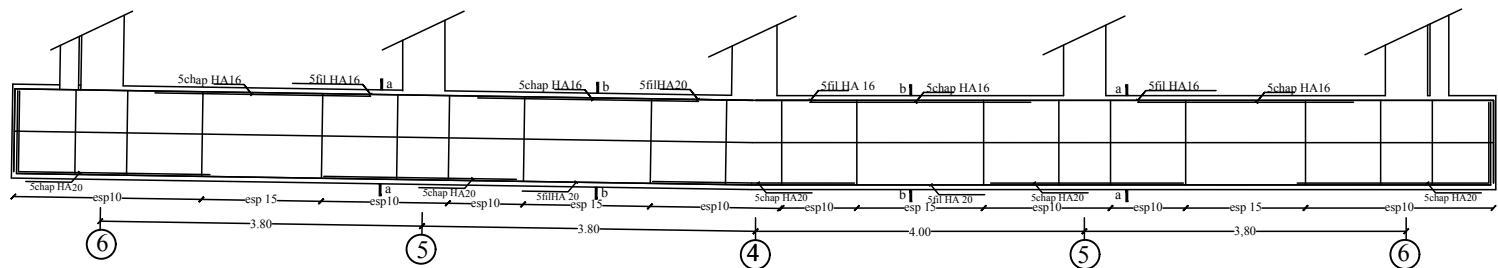


COUPE (a-a)

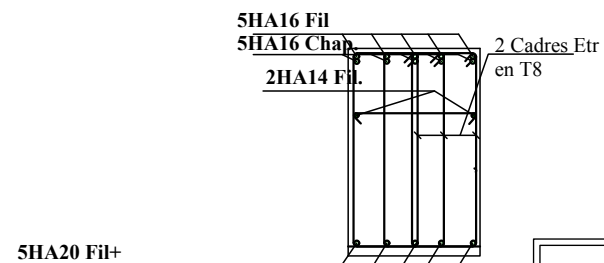


COUPE (b-b)

# SENS Y-Y:

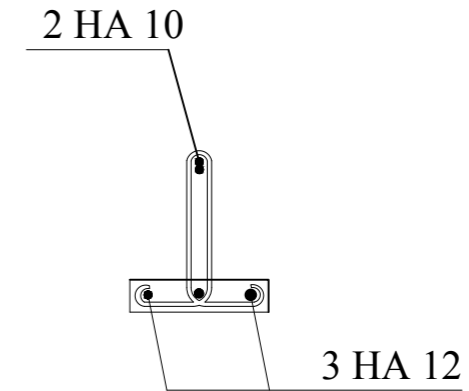
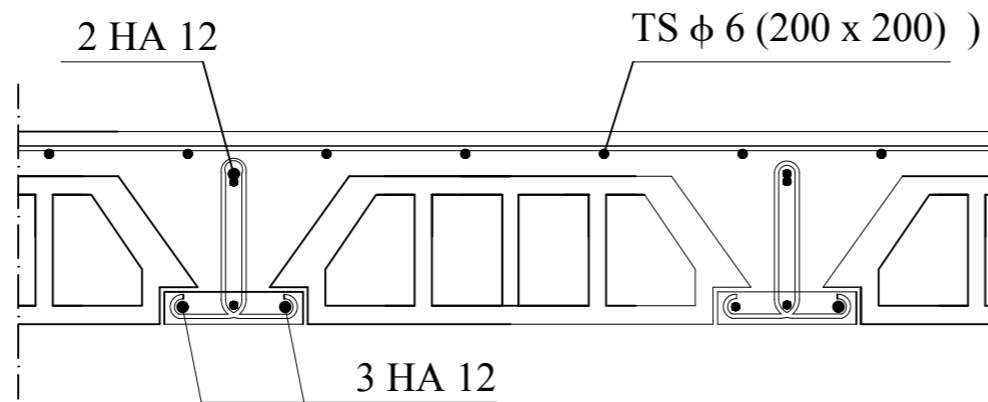
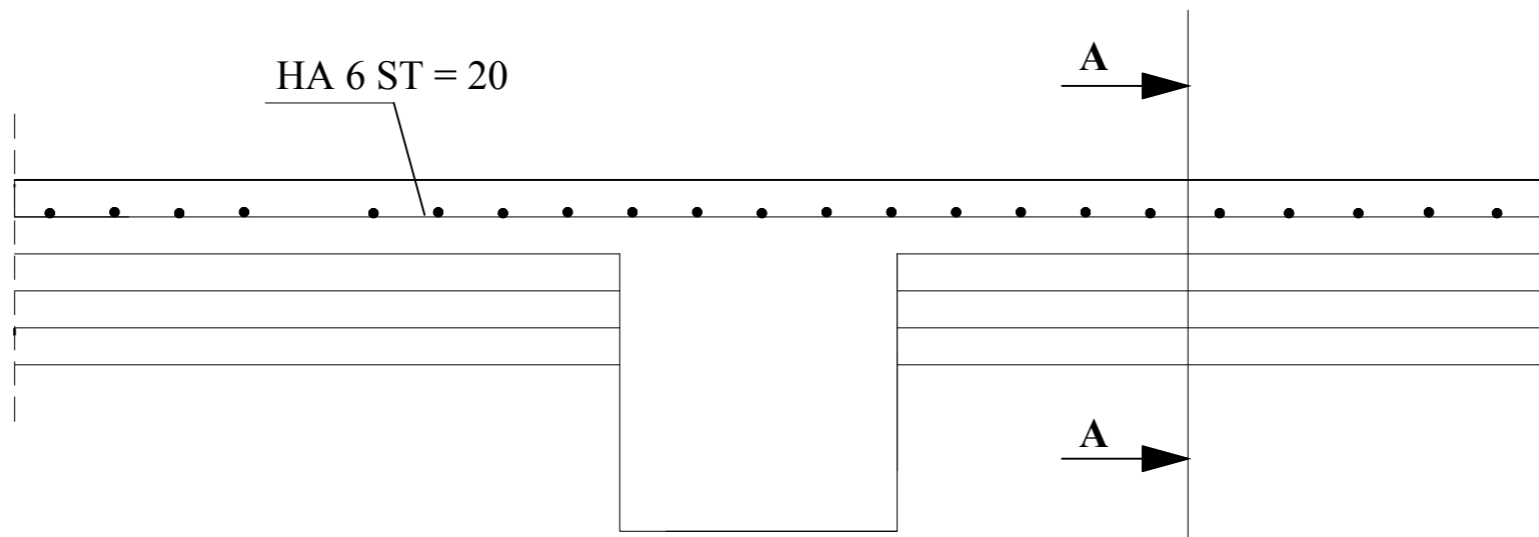


COUPE (a-a)



COUPE (b-b)

République algérienne démocratique et populaire		
Université Mouloud Mammari de T.O		
Faculté de génie de la construction		
Département de génie civil		
Etudié par Mr Arif Lounes Amrani hayat	Plan de ferrailage des nervures du radier	
Dirigé par	Mme cherifi	2018



**Coupe AA**

République algérienne démocratique et populaire  
 Université Mouloud Mammeri de T.O  
 Faculté de génie de la construction  
 Département de génie civil

Etudié par  
 Mr Arib Lounes  
 Amrani hayat

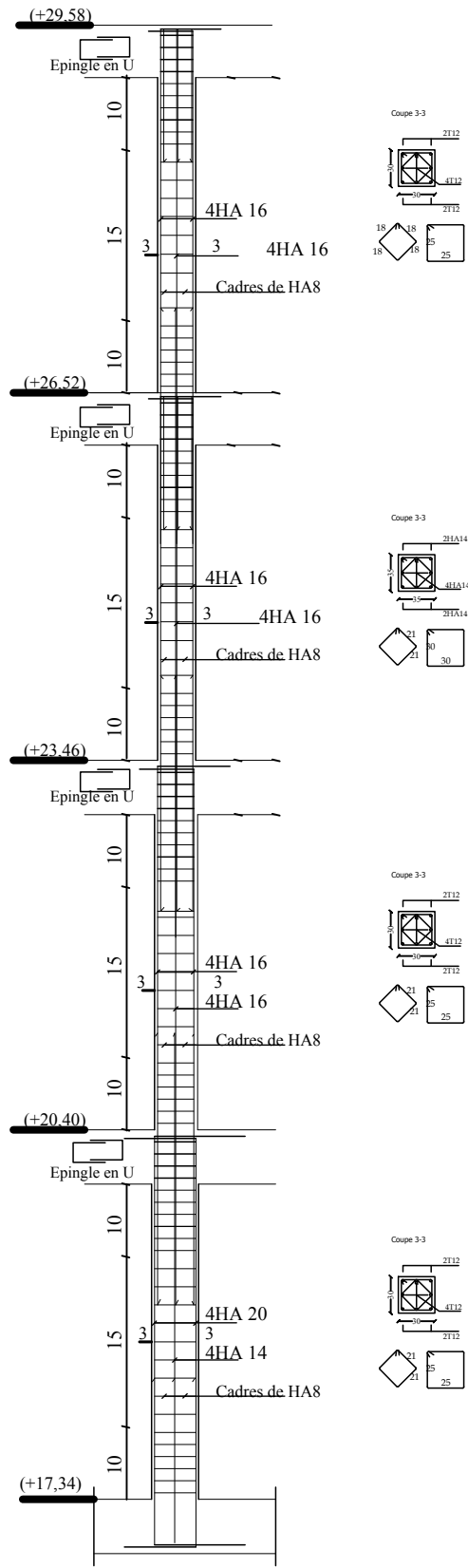
Plan de ferrailage du plancher

Dirigé par

Mme cherifi

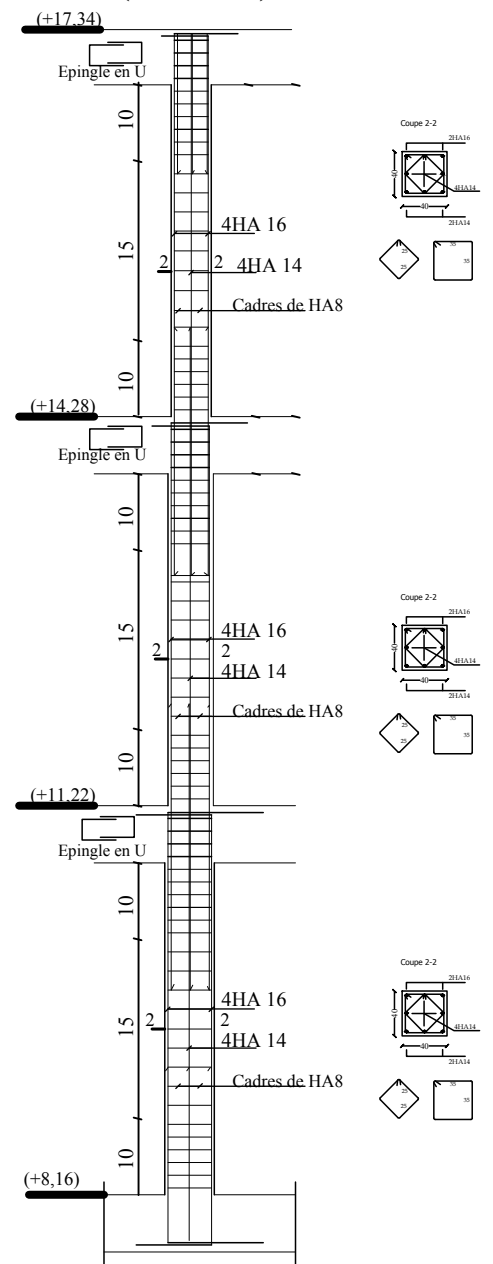
2018

**poteaux  
(35X35)**



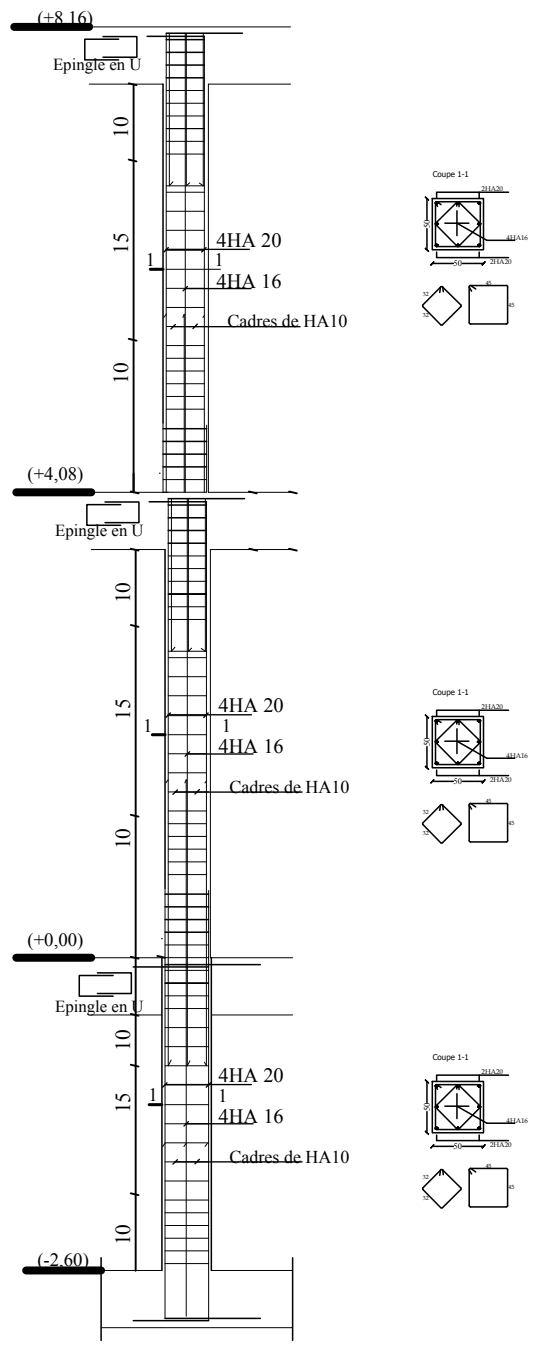
ZONE II

**poteaux  
(40X40)**



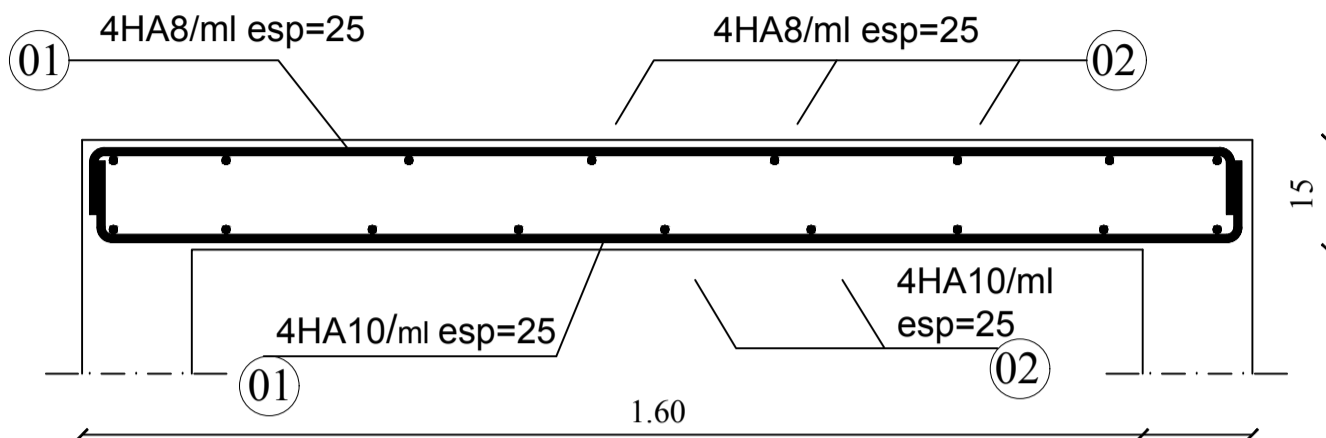
ZONE II

**poteaux  
(50X50)**

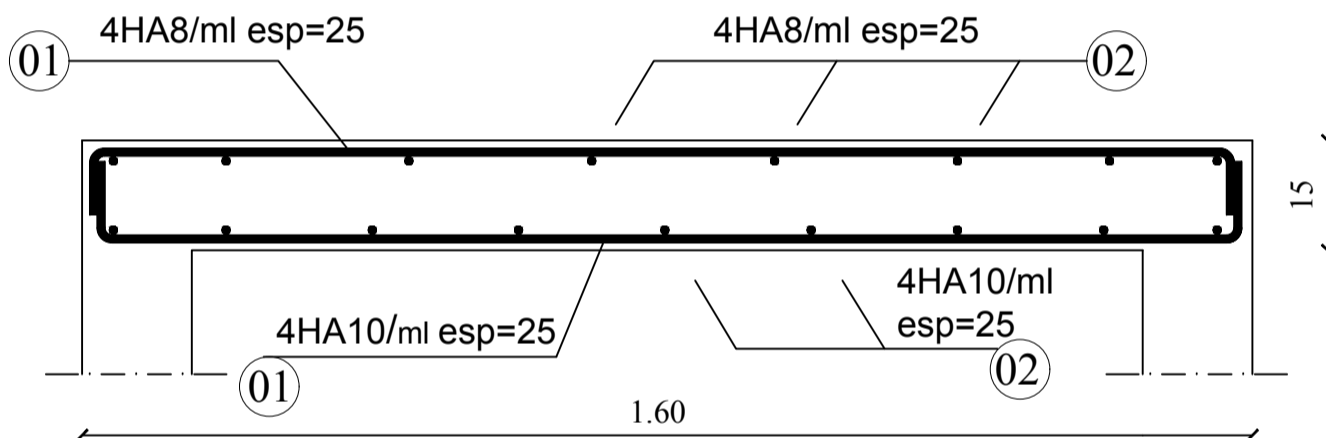


ZONE I

### sens X-X



### sens Y-Y



République algérienne démocratique et populaire  
 Université Mouloud Mammeri de T.O  
 Faculté de génie de la construction  
 Département de génie civil

Etudié par  
 Mr Arib Lounes  
 Amrani hayat

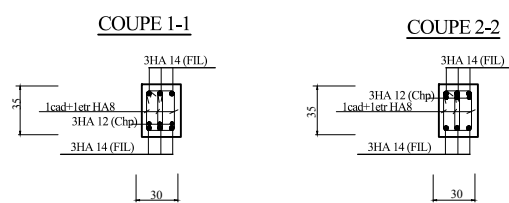
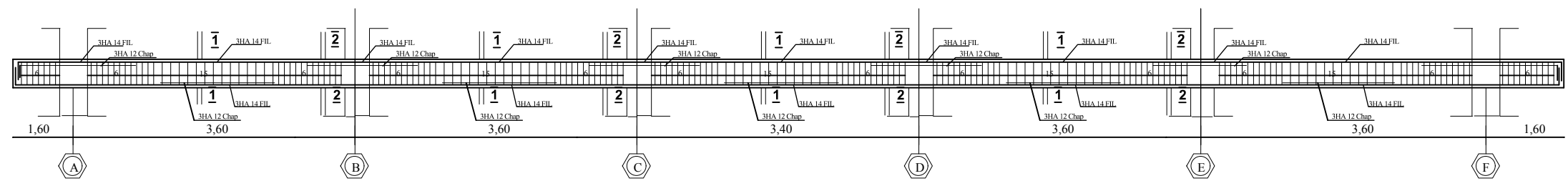
Plan de ferrailage de  
 la dalle salle machine

Dirigé par

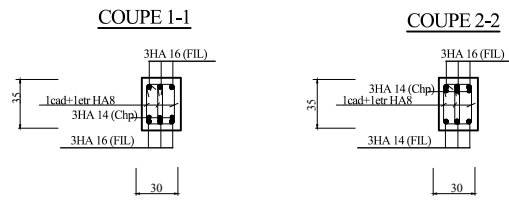
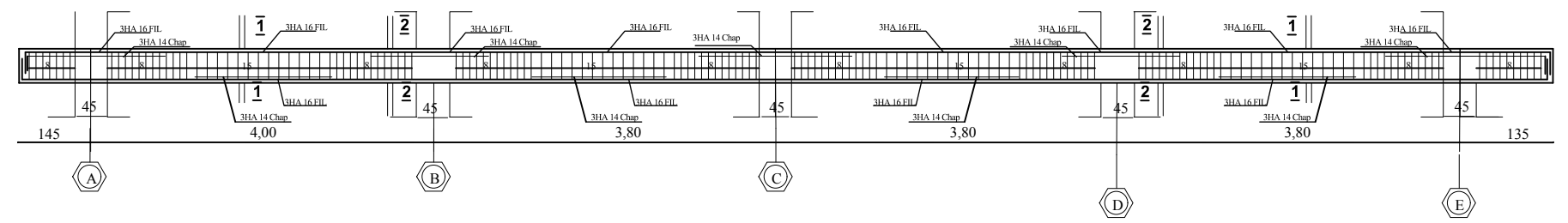
Mme cherifi

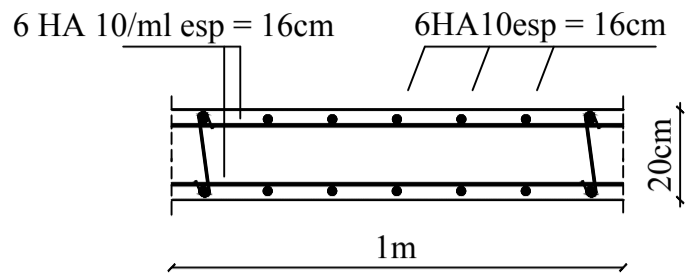
2018

### POUTRE SECONDAIRE

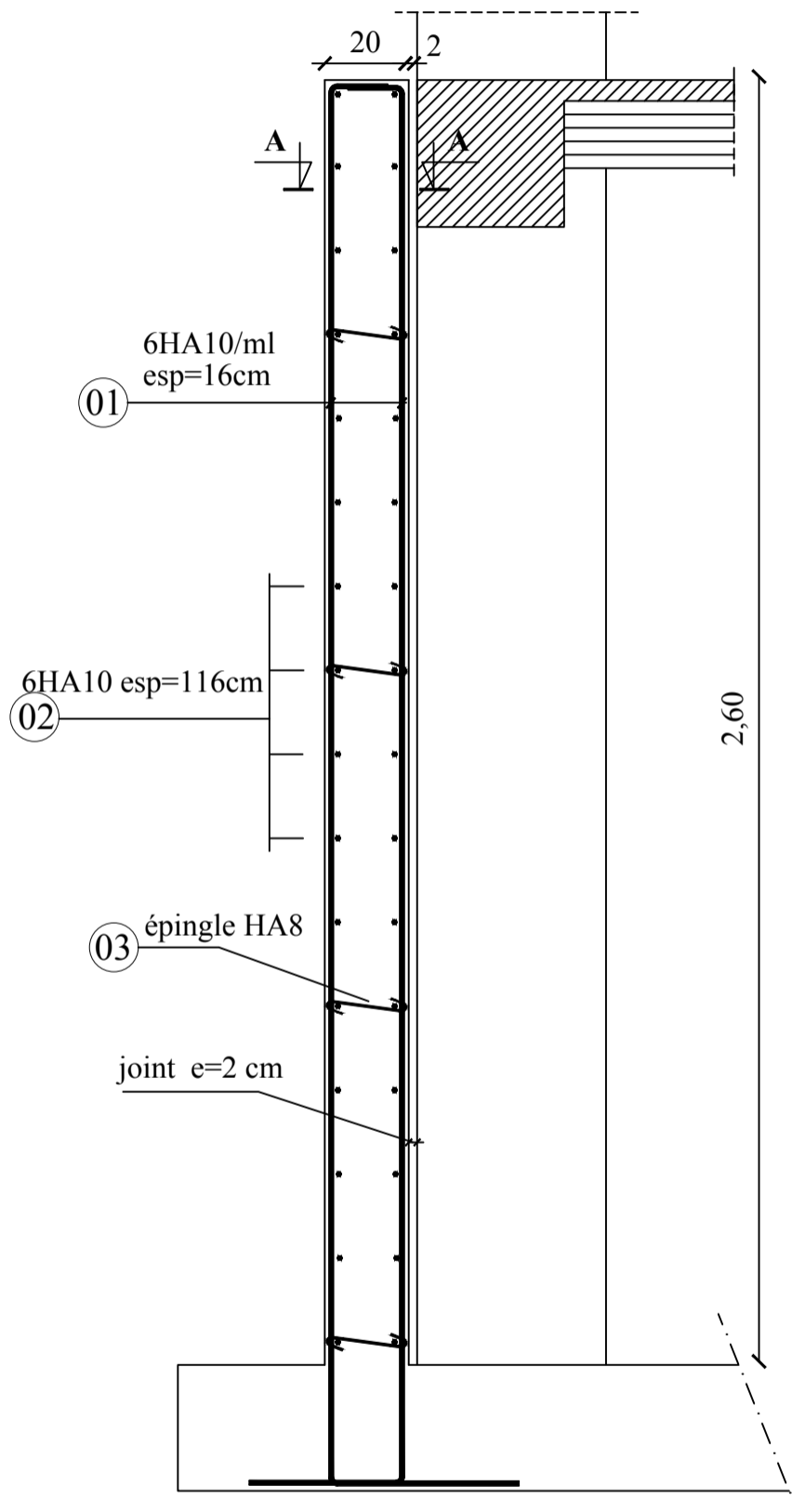


### POUTRE PRINCIPALE





Coupe A-A



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI  
DE TIZI OUZOU

Faculté du génie de la construction  
Département de génie civil

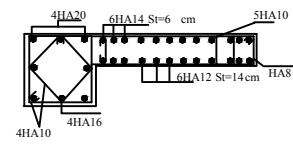
Etudié par:  
Mr ARIB LOUNES  
Mlle:AMRANI HAYET

Plan de ferrailage de mur plaque

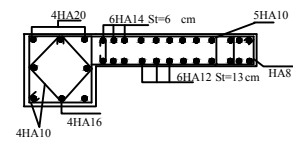
Dirigé par:  
Mme:CHERIFI

2018

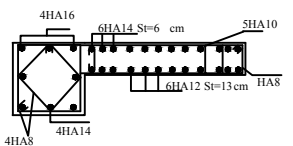
Voile VT2  
L=1.6m



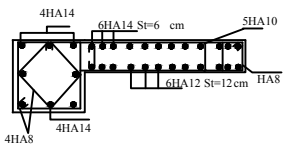
ZONE I



ZONE II

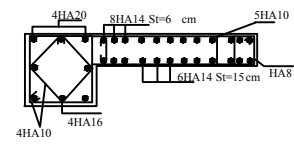


ZONE III

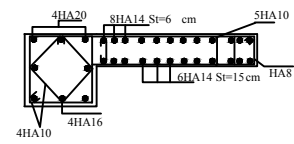


ZONE IV

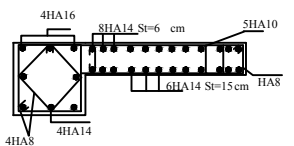
Voile VL2  
L=1.6m



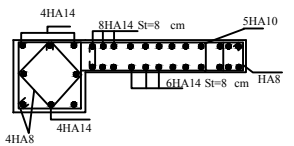
ZONE I



ZONE II

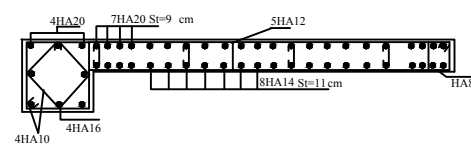


ZONE III

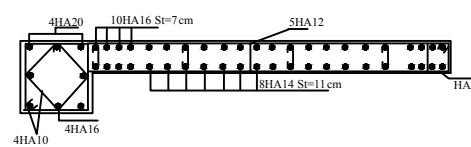


ZONE IV

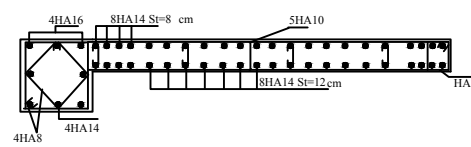
Voile VL1 L=2.4 m



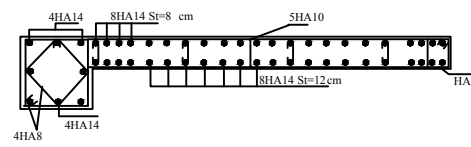
ZONE I



ZONE II

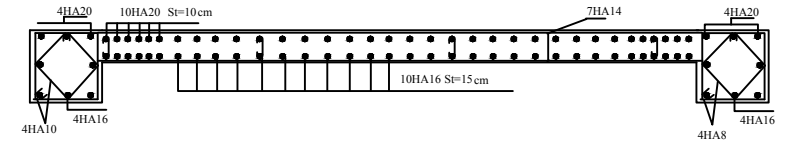


ZONE III

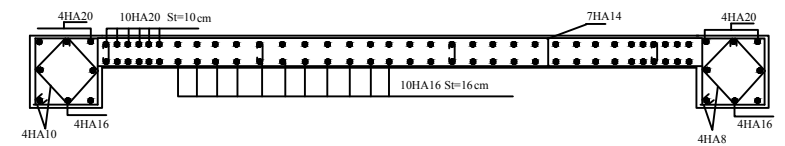


ZONE IV

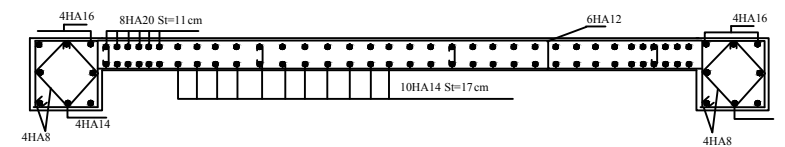
Voile VT1  
L=3.80 m



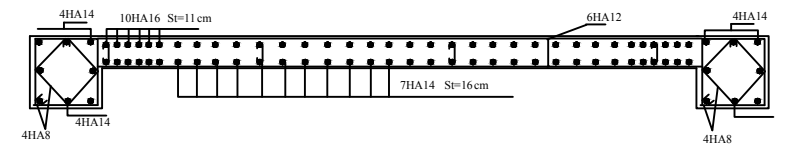
ZONE I



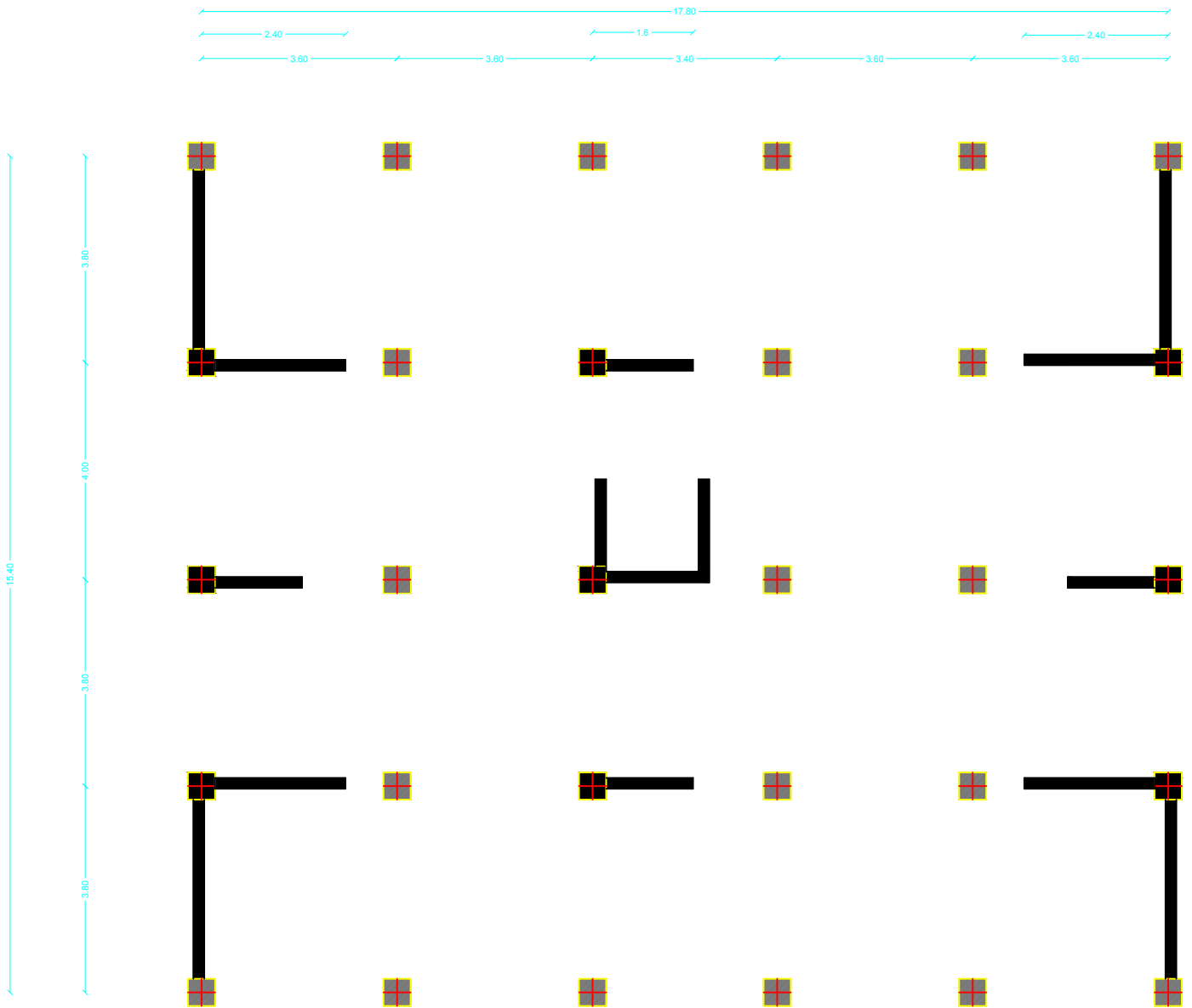
ZONE II



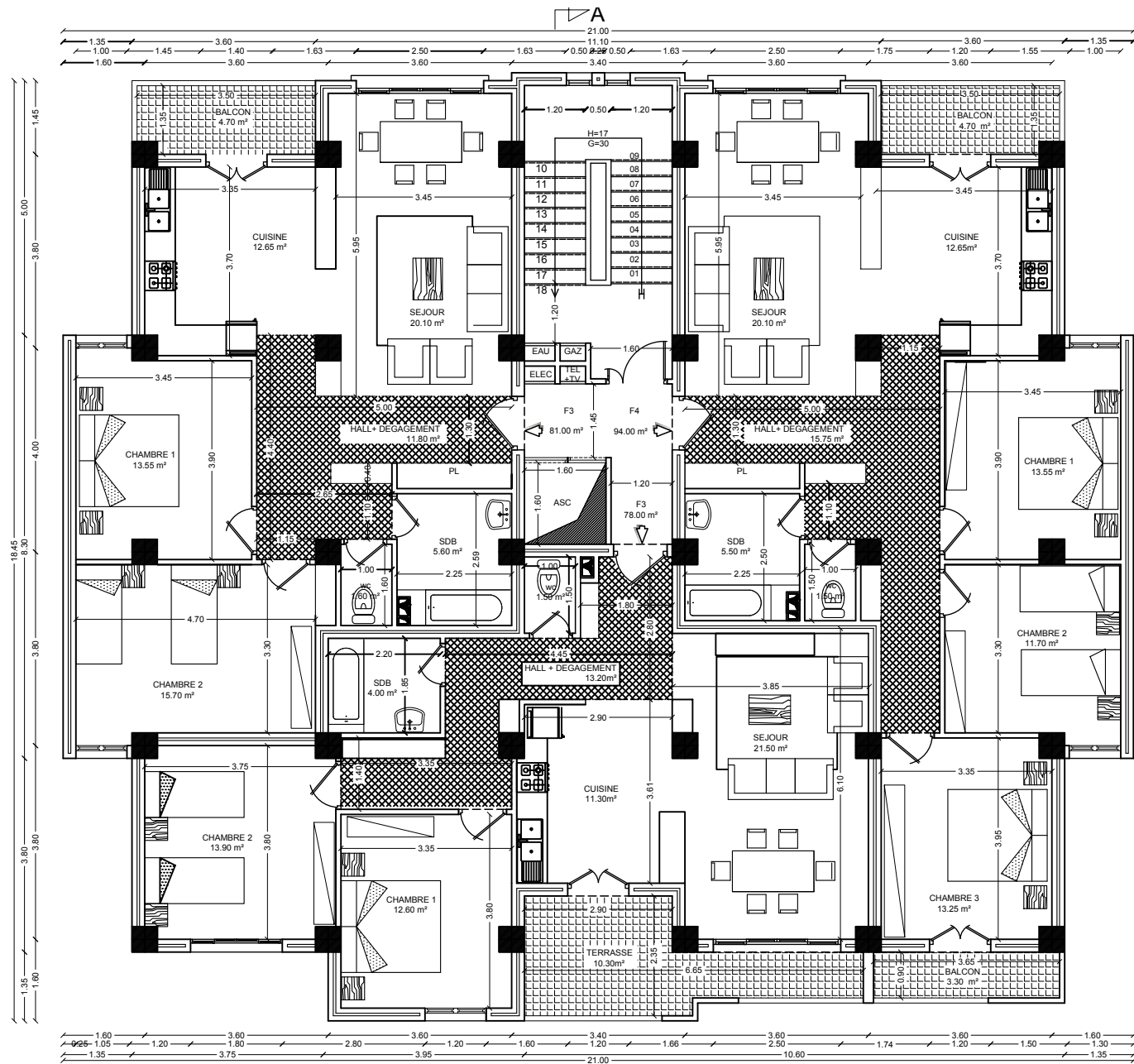
ZONE III



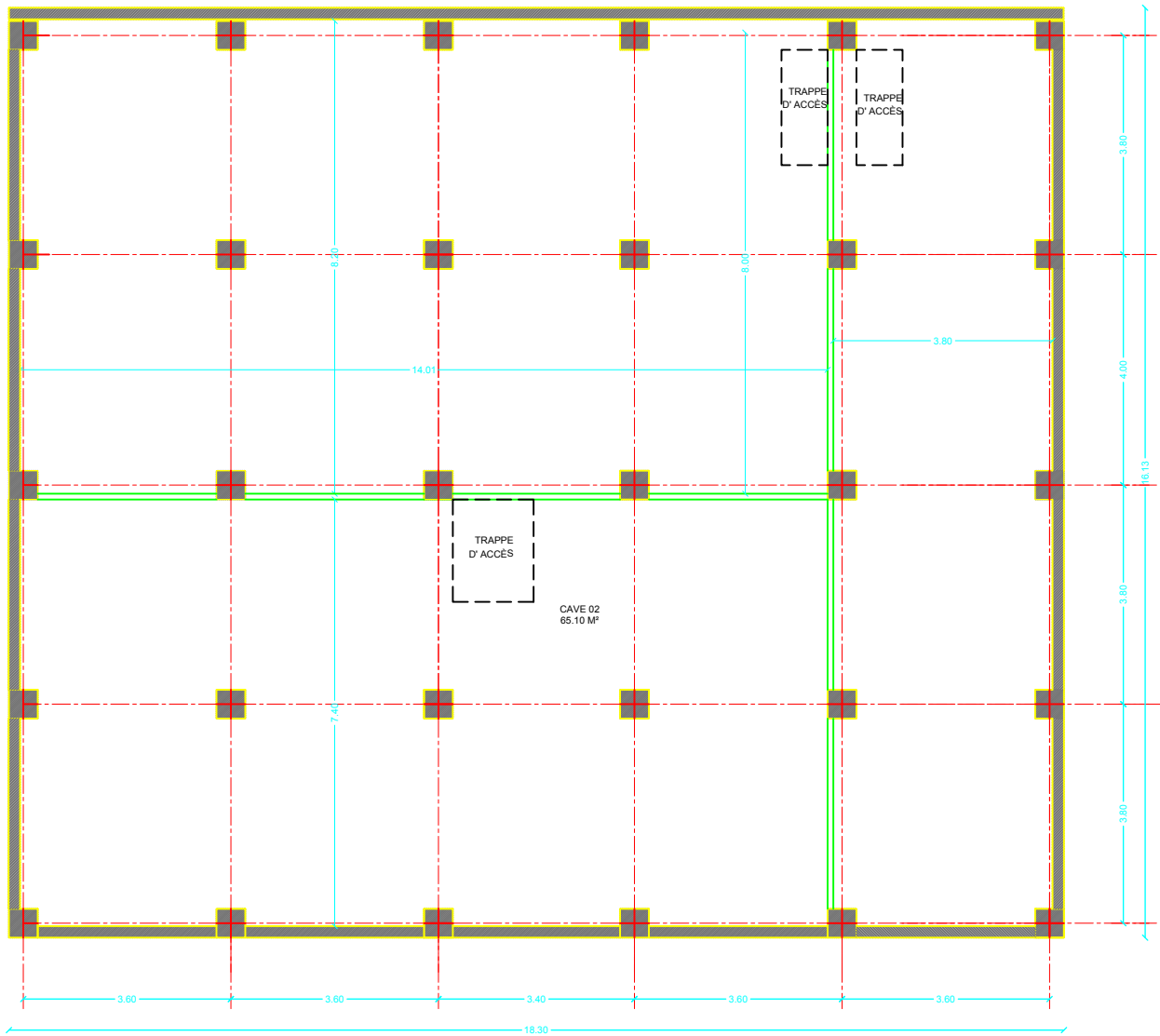
ZONE IV



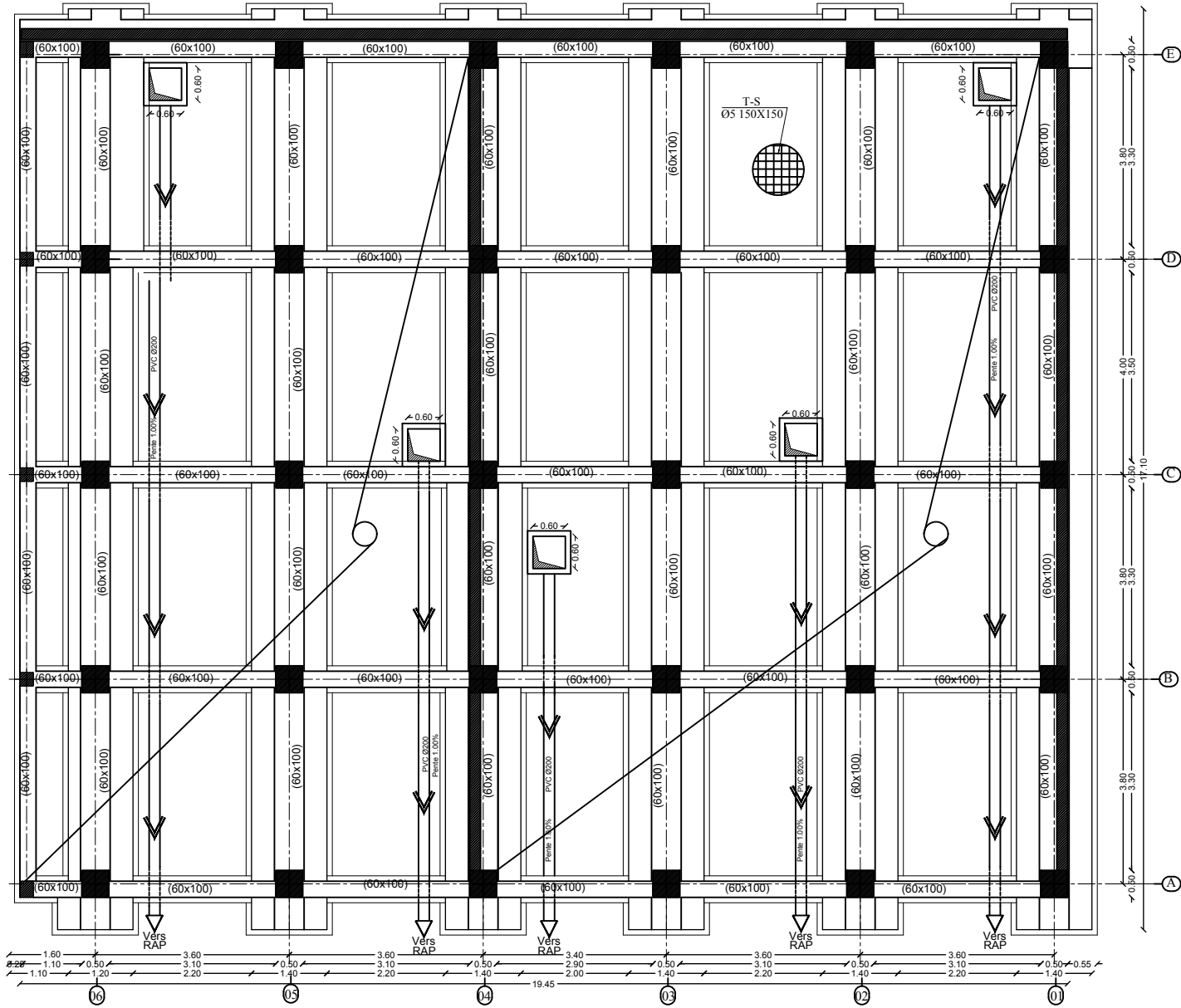
DISPOSITION DES VOILES



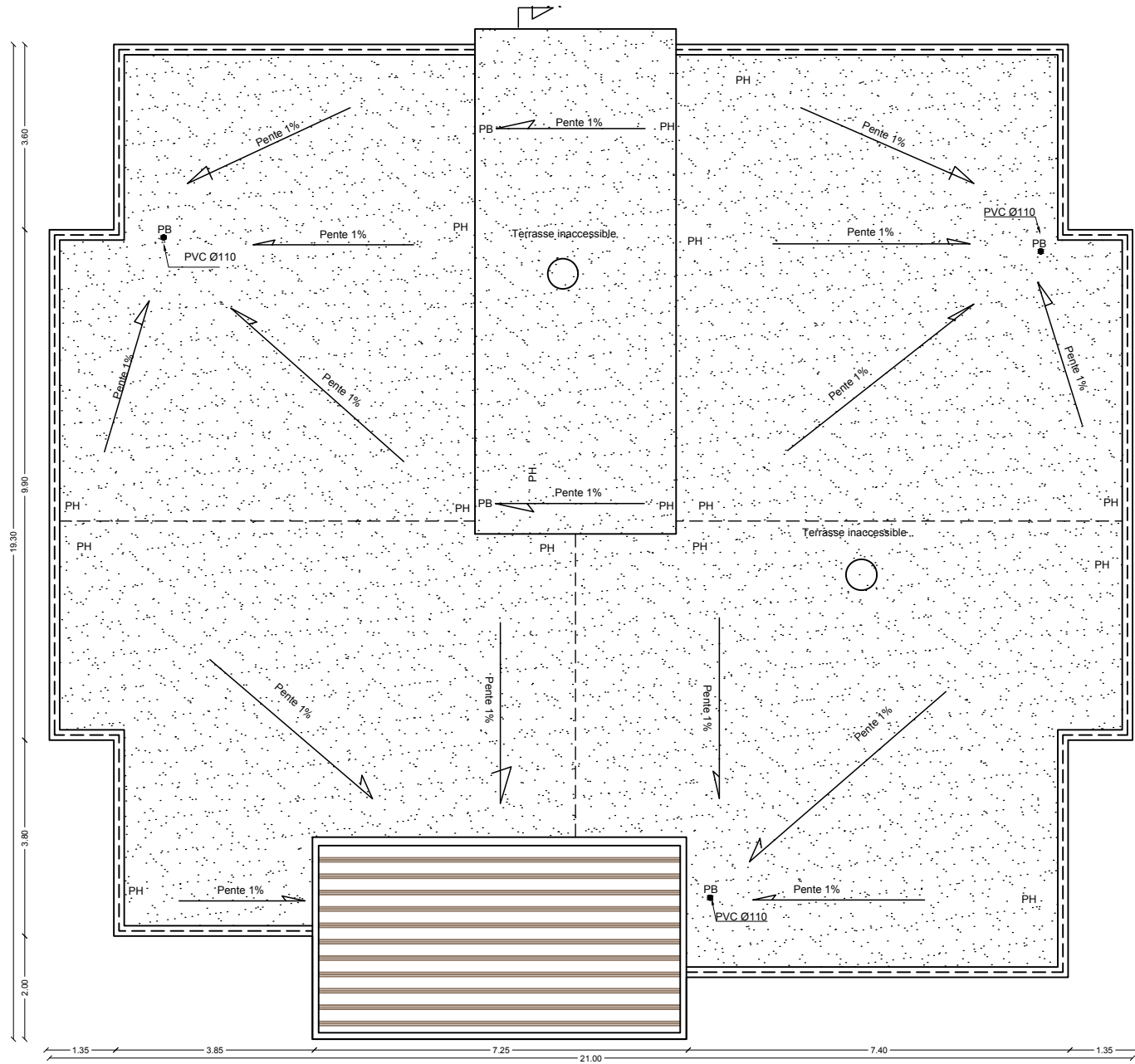
PLAN DES ETAGES: 7, 8 (NIV +23.46, +26.52) LA



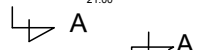
Plans cave

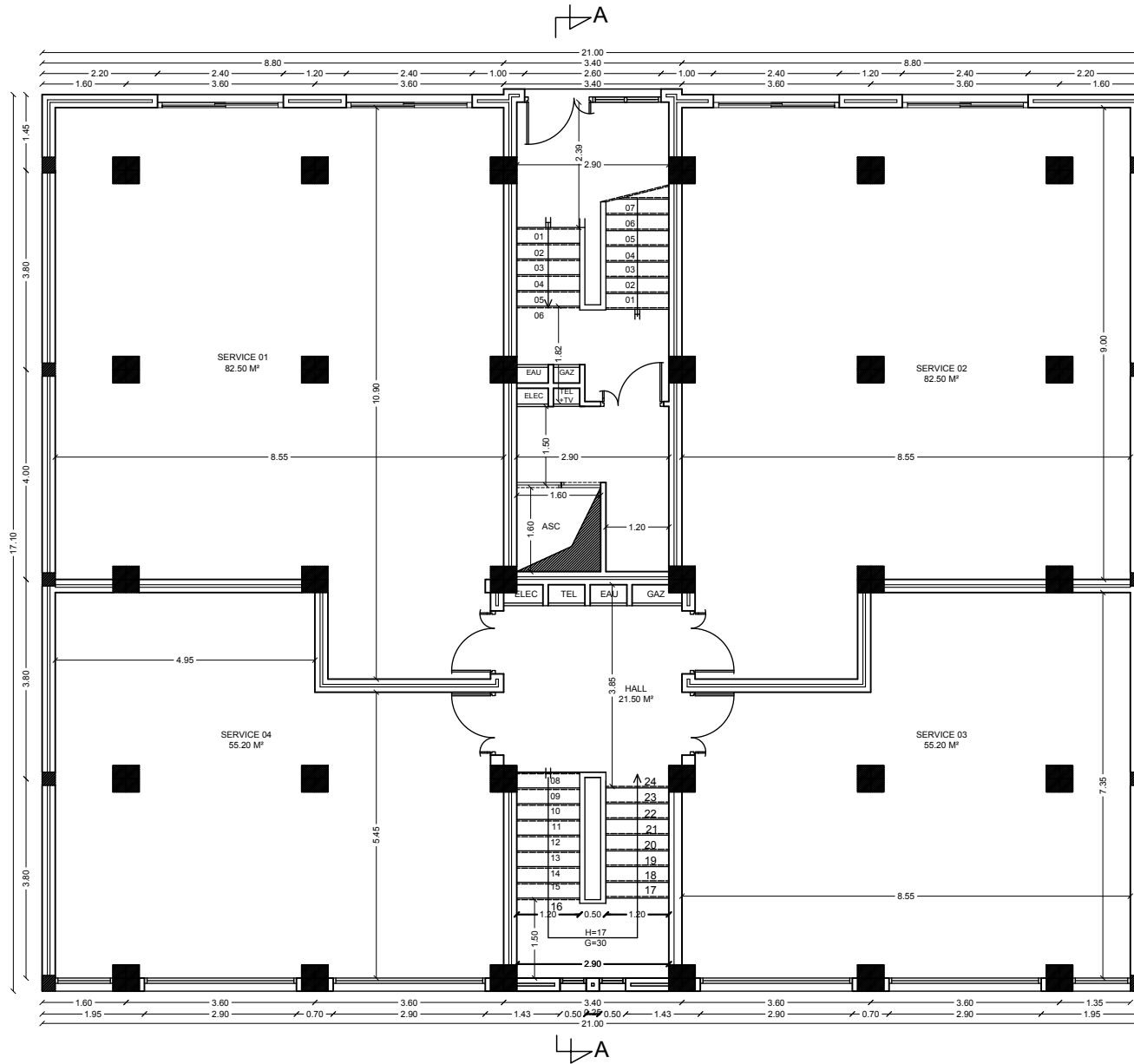


PLAN DE FONDATIONS

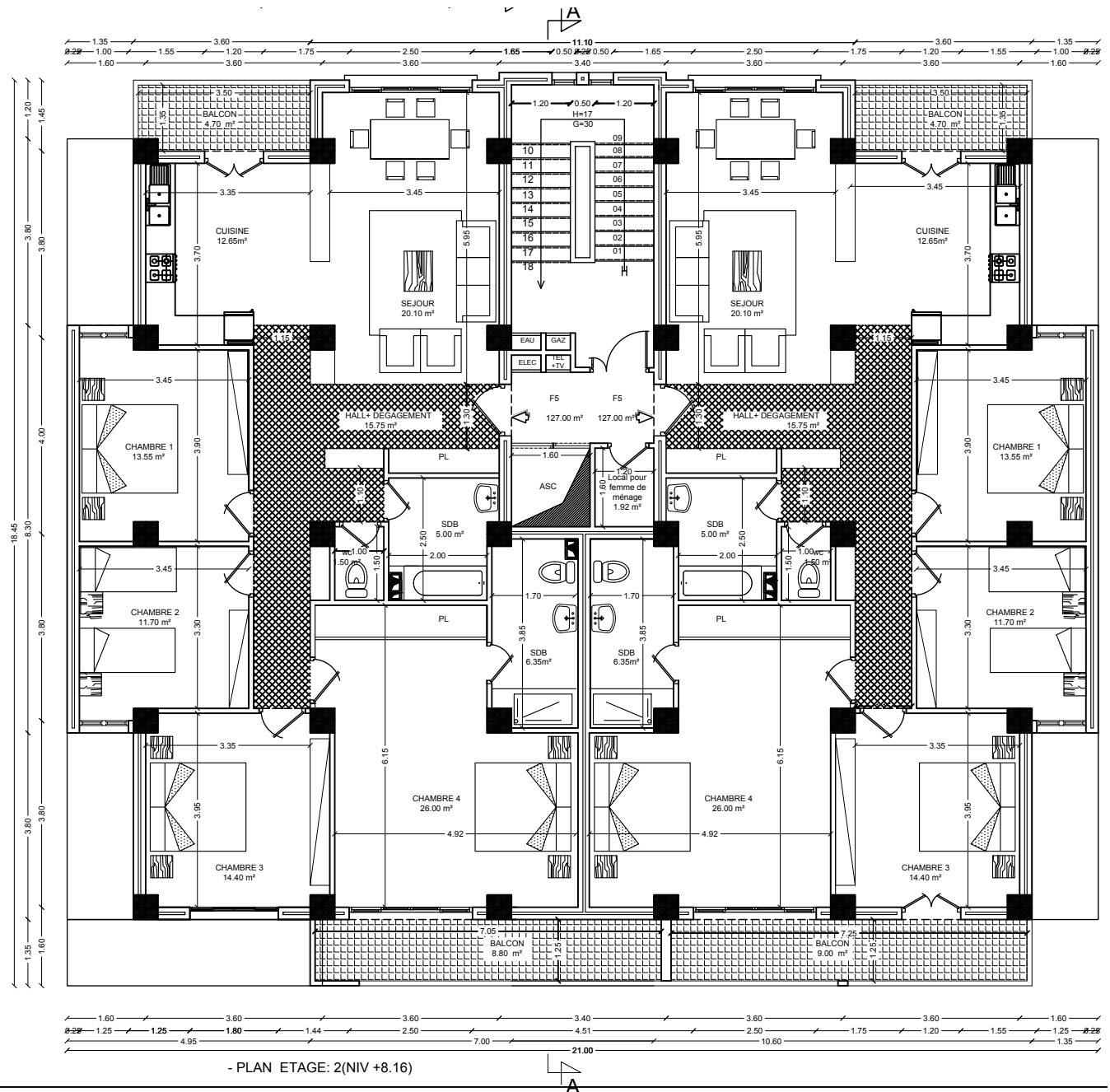


PLAN DE TOITURE



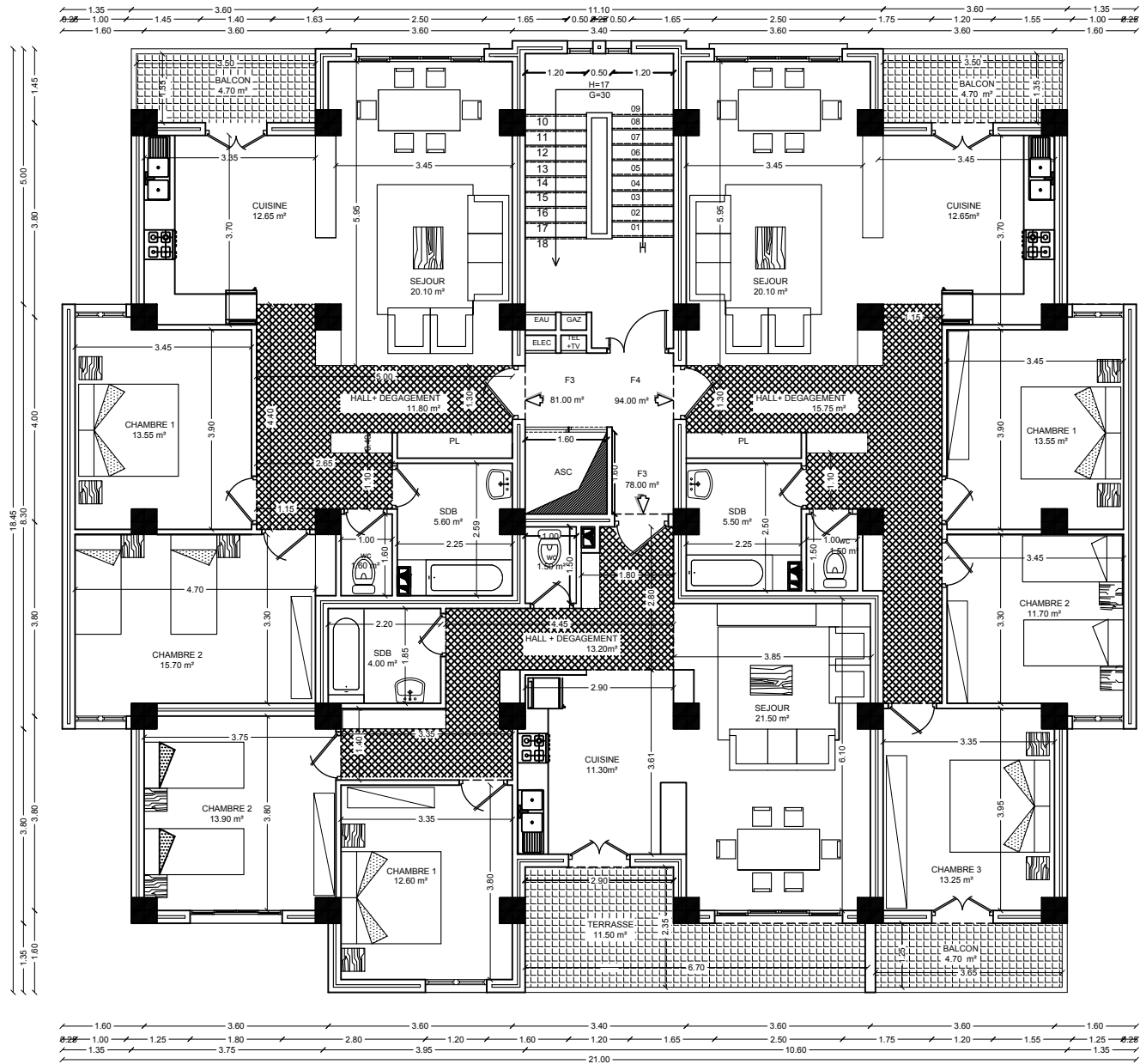


PLAN DU 1ER ÉTAGE (NIV +4.08)



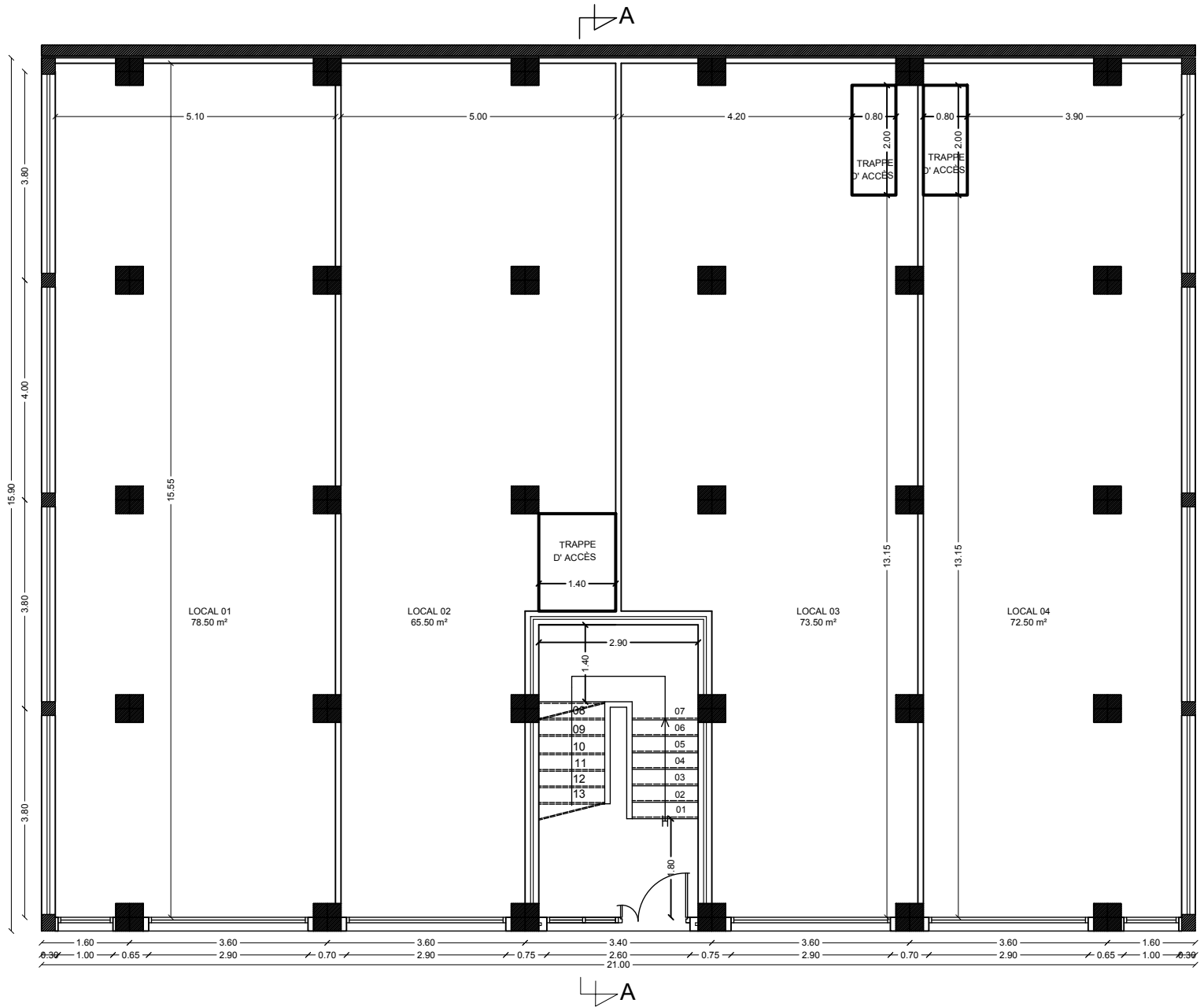
- PLAN ETAGE: 2(NIV +8.16)

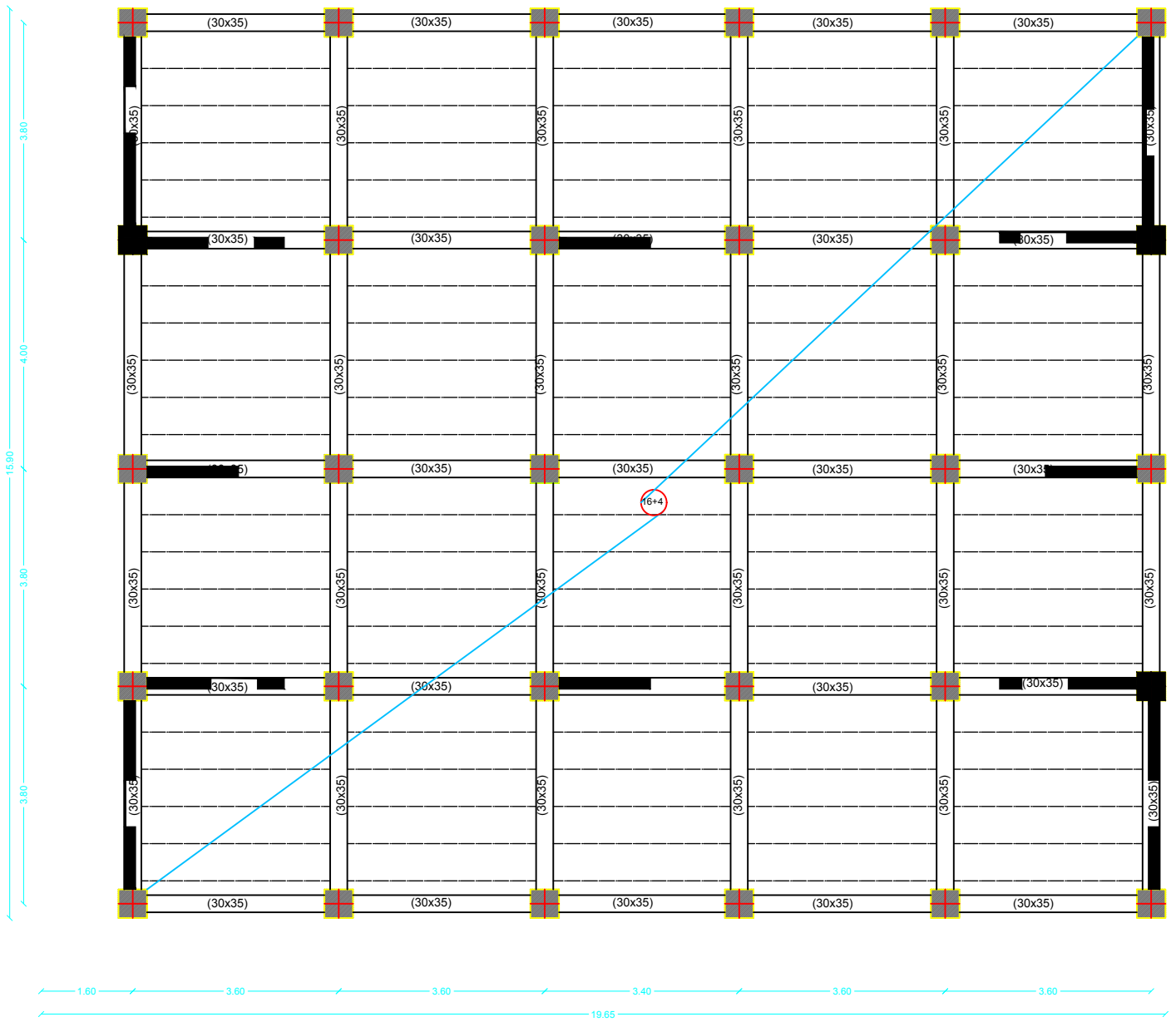
PLAN DE TOITURE



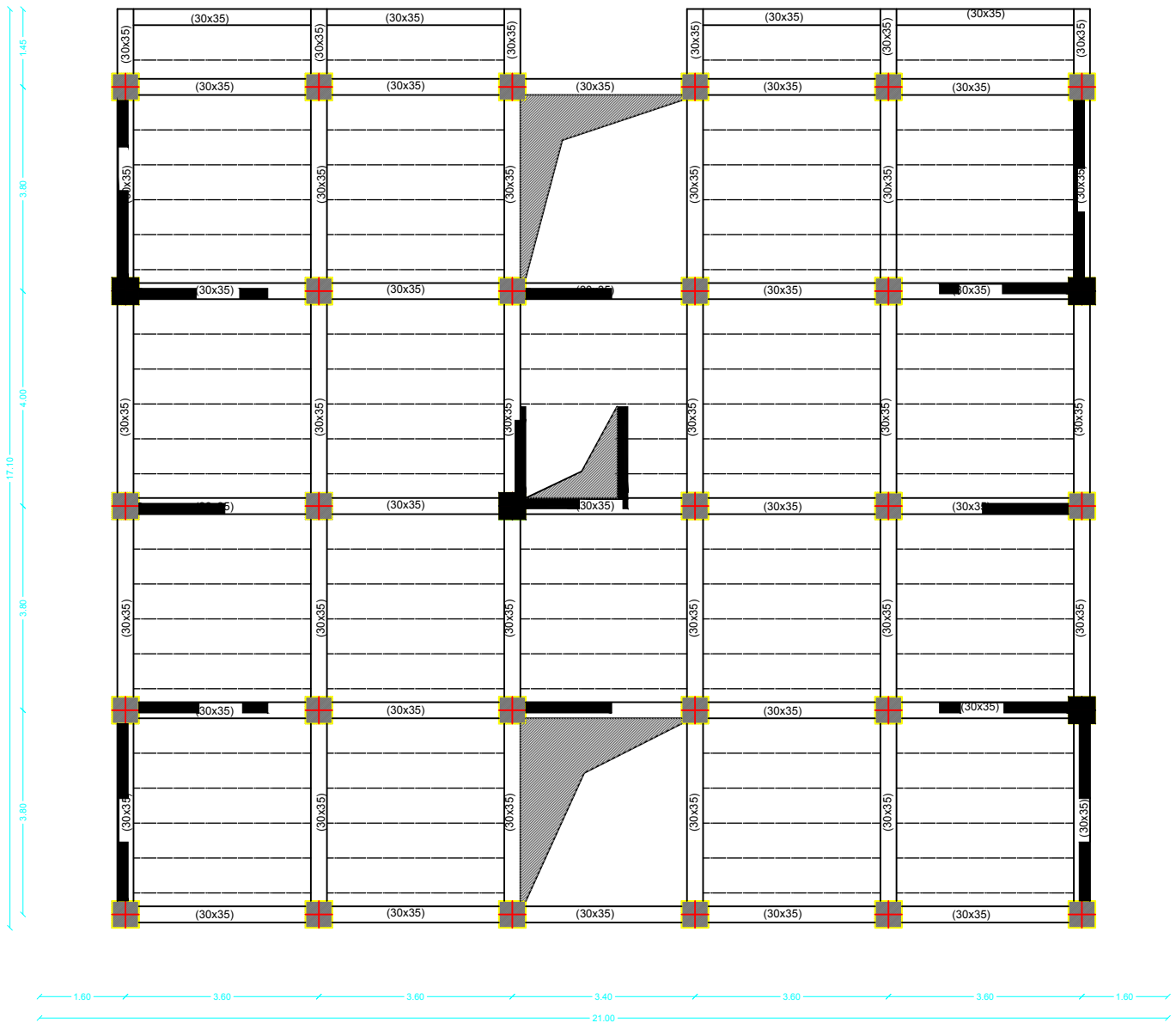
- PLAN DES ETAGES: 3,4,5&6 (NIV +11.22 , +14.28, +17.34, +20.40)



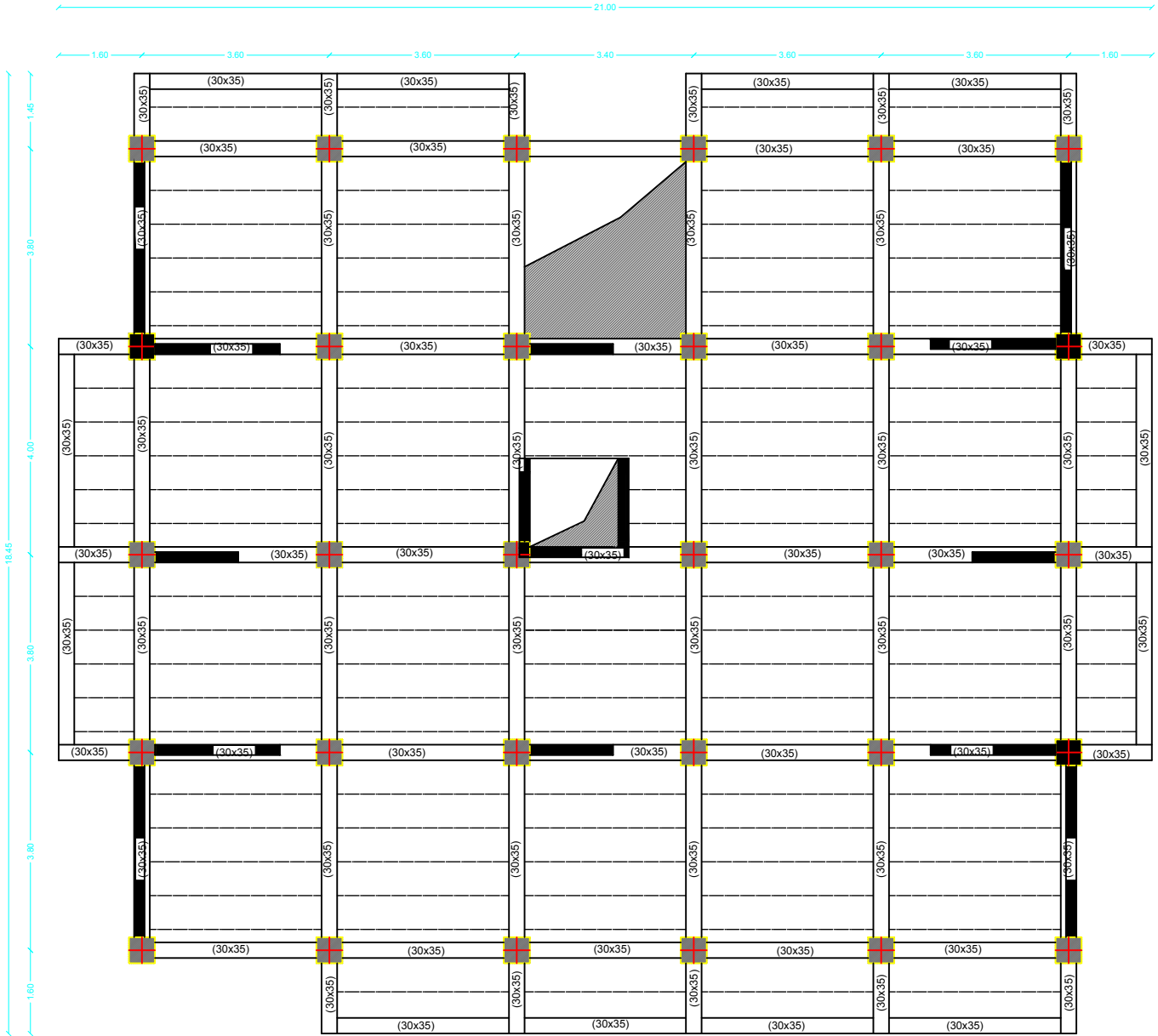




PLAN DE COFFRAGE CAVE (niveau -2.60)



plan de coffrage etage 1



plan de coffrage etage courant



plans de coffrage rdc

# Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation, sis en zone de sismicité moyenne II, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises, lors de notre formation et surtout d'apprendre les différentes techniques de calculs, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

A présent que l'étude de notre structure est achevée, nous avons constaté :

- ◆ Que l'élaboration d'un projet n'est pas uniquement basée sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique.
- ◆ Qu'après avoir essayé différentes dispositions des voiles, les résultats nous ont amené à un contreventement par des voiles porteurs et non un contreventement mixte, dont la répartition des charges sismiques est équitable entre les voiles et les portiques, chose qu'on aurait souhaité afin d'éviter un surcout économique lors du ferrailage des voiles.
- ◆ Qu'une durée de temps importante est indispensable pour l'étude et le calcul du ferrailage dans chaque élément avec ses efforts propres.

En fin nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique, nous espérons que ce modeste travail sera un apport et support pour les promotions à venir.

# Bibliographie :

## ❖ Règlements :

- Règles parasismiques algériennes de 1999 modifié en 2003 (RPA99-V2003).
- Règles BEAL91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états –limites (BAEL91).
- Document Technique Réglementaire (DTR B.C.2.2), Charges permanentes et charges d'exploitations.

## ❖ Ouvrages :

- Calcul des ouvrages en béton armé « M. BELAZOUGUI ».