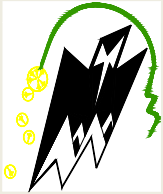


**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA**  
**RECHERCHE SCIENTIFIQUE**



*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 d'ingénieur *de master en génie civil.*  
*Option : constructions civiles et industrielles.*

## thème

**ÉTUDE D'UN BATIMENT (R+6+2S -SOL) A**  
**USAGE**  
**D'HABITATION A OSSATURE MIXTE**  
**CONTREVENTE PAR VOILES**



**Etudié par :**

**M<sup>elle</sup> ADDAD AZIZA**

**M<sup>elle</sup> AMROUS WARDA**

**Dirigé par :**

**M<sup>r</sup> BOUHERAOUA**

**Promotion 2016- 2017**

# Remerciement

*En premier lieu, nous remercions Dieu tout puissant de nous avoir donné le courage, la volonté et la patience afin d'accomplir ce modeste travail à terme.*

*Nous tenons à adresser nos vifs remerciements à notre promoteur Mr BOUHERAOUA pour ces orientations et précieux conseils tout au long de notre travail.*

*Nous tenons également à remercier toute personne qui, de près ou de loin, nous a apporté aide et encouragements.*

*Enfin, nous remercions les membres du jury qui ont accepté d'évaluer notre modeste travail et qui nous feront l'honneur de juger et enrichir notre travail par leurs propositions.*

# *Dédicaces*

*La meilleur façon d'exprimé tous qui est dans le cœur durant toute notre existence s'et de dédie se modeste et simple travaille à :*

*Toute ma famille ;*

*Mes parents.*

*Mes frères : Arezki et Mouhamed.*

*Mes sœurs :*

*Ma petite sœur : Hassina.*

*Aldjia et son mari avec leurs adorable fille*

*MARJEM et leurs petit fils Zaki.*

*Drifa et son mari avec leurs fils DANJEL.*

*A mon bi nôme Warda et sa famille.*

*Ainsi tout personnes qui me connaisse.*

*À la Direction du Centre Universitaire de Tizi-Ouzou.*

*A tous mes collèges de l'institut de Génie Civil.*

*Melle. AZIZA*

# *Dédicaces*

*C'est avec un énorme plaisir, un cœur ouvert et une immense joie, que je veux dédier ce simple et modeste travail.*

*A celui qui représente pour moi l'exemple du courage, de volonté, lui qui m'a toujours montré le droit chemin, Mon très cher père.*

*A celle pour la quelle je dois tout et je ne rendrais jamais assez, Ma très chère Mère.*

*A mes chers frères : Saïd et Karim.*

*A mes chères sœurs : ma petite Samia, Karima, Malika et à son mari Lahlou.*

*A mes anges : Rania et Aezki*

*A tous mes amis.*

*A mon binôme Aziza et sa famille.*

*A toute la promotion 2016-2017.*

*A tous ceux qui m'aiment*

*Je dédie en particulier ce travaille à mon fiancé B. SAÏD, ce qui à toujours été à mes coté pour me soutenir et me motiver dans tout les moments que ce soit dans le bien ou dans le pire.*

*Merci à tous*

*Melle. Warda*

# SOMMAIRE

## Chapitre 0

---

### INTRODUCTION GENERALE

## Chapitre I

---

### PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Introduction	03
I.2 Présentation des bâtiments	03
I.3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	03
I.4 Eléments de l'ouvrage	03
I.5 Principes des justifications	05
I.6 Caractéristiques mécaniques des matériaux	05

## Chapitre II

---

### PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1 Introduction	12
II.2 Pré-dimensionnement des planchers	12
II.3 Pré dimensionnement des poutres	14
II.4 Les voiles	16
II.5 Détermination des charges et surcharges	18
II.6 Poteaux	21

## Chapitre III

---

### CALCUL DES ELEMENTS

III.1 Introduction	26
III.2 Acrotère	26
III.3 Plancher	33
III.4 Balcon	53
III.5 Poutre de chainage	58
III.6 Salle machine	67
III.7 Escaliers	76
III.8 Poutre palier	89

## **Chapitre IV**

---

### **MODELISATION ET VERIFICATIONS SELON LES EXIGENCES DU RPA**

IV.1. Introduction	96
IV.2. Description du logiciel robot	96
IV.3. Etapes de la modélisation	97
IV.4. Vérification de la structure	98
VI.5. Vérification selon les exigences du RPA	98

## **Chapitre V**

---

### **FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX**

V.1 Poteaux	113
V.2 Poutres	123
V.3 Voiles	134

## **Chapitre VI**

---

### **ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

VI.1 Introduction	146
VI.2 Etude géotechnique du sol	146
VI.3 Choix du type de fondation	147
VI.4 Dimensionnement	147
VI.5 Calcul de semelle	149
VI.6 Vérification à l'ELU	151
VI.7 Vérification à l'ELS	152
VI.8 Ferrailage de la semelle dans le sens "b"	154
VI.9 Ferrailage de la semelle sous voile	154
VI.10 Vérification de la contrainte du sol	155
VI.11 Ferrailage de la longrine	155

## **Chapitre VII**

---

### **ETUDE DU MUR PLAQUE**

VII.1 Introduction	157
VII.2 Dimensionnement	157
VII.3 Vérification à l'ELU	159
VII.4 Vérification à l'ELS	159

### **CONCLUSION GENERALE**

### **BIBLIOGRAPHIE**

### **ANNEXE**

**CHAPITRE0****INTRODUCTION GENERALE**

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage,
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses),
- Confort,
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation,
- Durabilité (duré de vie),
- Résistance au feu.

Rappelons que le béton armé de par sa composition est obtenu par incorporation d'armatures dans le béton pour reprendre les efforts de traction. Le béton seul résiste mal à la traction mais résiste bien à la compression. C'est un matériau très hétérogène et anisotrope. L'acier est un matériau homogène et isotrope, il résiste aussi bien en traction qu'en compression.

Le mélange de ces deux matériaux est hétérogène et anisotrope. Les pièces en béton armé jouent un rôle important dans la structure dont elles font partie. Un pourcentage minimal d'armatures est habituellement prévu, en application de la règle de non fragilité, lorsque la résistance à la traction par flexion des pièces est supposée nulle.

Dans ce projet de conception et de dimensionnement d'un immeuble R+6 avec deux sous-sol en béton armé, une répartition des différents éléments avec leur section de béton et d'acier est proposée afin que la structure puisse résister de façon efficace aux sollicitations et transmettre les charges au sol de fondation.

Des principes de calculs propres au béton armé ont été élaborés grâce à des hypothèses permettant une application de la Résistance des Matériaux. Il s'agit de la loi de HOOK, du principe de superposition, de l'hypothèse de NAVIER-BERNOULLI (les sections planes restent planes après déformation). On suppose que le béton est fissuré en traction (hypothèse de NEWMANE).

Ainsi, la théorie utilisée actuellement pour le calcul des ouvrages de béton armé est basée sur des données consistant à étudier leur comportement local ou d'ensemble. C'est ce qui a permis le calcul suivant la méthode des ETATS LIMITES.

L'informatique constitue à notre époque un outil très précieux vis-à-vis de l'élaboration d'un travail de routine et de recherche, notamment dans le calcul des ouvrages de génie civil. C'est ainsi que nous avons choisi le logiciel **ROBOTS** pour effectuer la conception et le dimensionnement de l'immeuble.

Ce présent document s'articule sur les points suivants:

- La présentation du projet et du logiciel de calcul utilisé;
- La conception structurale du projet;
- Le dimensionnement des éléments de la structure.

Plus exactement il est constitué de six chapitres sont :

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser ;
- Le deuxième chapitre présente le pré-dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le 3<sup>ème</sup> chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, L'escalier, les planchers, balcons ... ) ;
- Le 4<sup>ème</sup> chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ROBOT;
- Le calcul des ferraillements des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel SOCOTEC est présenté dans le 5<sup>ème</sup> chapitre ;
- Le 6<sup>ème</sup> chapitre présente l'étude des fondations ;
- Pour le dernier chapitre on présente l'étude du mur plaque suivie par une conclusion générale.

**CHAPITRE I****PRESENTATION DE L'OUVRAGE****I.1 INTRODUCTION**

Le projet en question consiste à étudier et à calculer les éléments résistant d'un bâtiment (R+06+02 S Sol) à usage d'habitation. Ce bâtiment sera implanté à **Timizart** dans la willaya de **TIZI OUZOU**, classée par le Règlement Parasismique Algérien (**RPA99** version **2003**) comme zone de moyenne sismicité **Zone IIa**.

**I.2 PRÉSENTATION DU BATIMENTS**

Ce bâtiment comporte :

- Deux (02) sous-sols à usage d'habitations,
- Un (01) RDC à usage d'habitations,
- six (06) étages courants,
- Trois (03) cages d'escalier,
- Une (01) terrasse inaccessible,
- Une (01) cage d'ascenseur.

**I.3 CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DE L'OUVRAGE**

Les dimensions géométriques principales de notre ouvrage sont portées ci-dessous :

- Hauteur totale : 29,74 m,
- Hauteur du RDC : 03,06 m,
- Hauteur d'étage courant : 03,06 m,
- Longueur totale : 21,45 m,
- Largeur totale : 21,00 m,
- Hauteur de l'acrotère : 00,60 m.

**I.4 ÉLÉMENTS DE L'OUVRAGE****I.4.1 OSSATURE**

Le bâtiment a une ossature mixte, composée de :

- Portiques transversaux et longitudinaux qui reprennent essentiellement les charges et Surcharges verticales (poteaux- poutres) ;
- Voiles en béton armé disposent dans les deux sens (longitudinal et transversal) qui reprennent essentiellement les charges horizontales (séisme, vent,...etc.).

### **I.4.2 PLANCHERS**

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges. Ils ont deux fonctions importantes : la fonction de résistance mécanique et la fonction d'isolation. On distingue deux types de plancher.

#### ***1. Planchers en corps creux***

Ils sont composés de corps creux et d'une dalle de compression coulée sur place, reposant sur des poutrelles préfabriquées. Le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

#### ***2. Dalle pleine en béton armé***

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons et de salle machine.

### **I.4.3 MAÇONNERIE**

#### **▪ *Murs extérieurs***

Ils sont réalisés en double cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.

#### **▪ *Murs intérieurs***

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

### **I.4.4 ESCALIER**

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux.

Notre bâtiment comporte trois cages d'escalier droit avec un palier intermédiaire sont comme suit :

- Deux cages d'escalier reliées le premier sous-sol au 2<sup>ème</sup> sous-sol,
- Une cage d'escalier reliée le 2<sup>ème</sup> sous-sol au 6<sup>ème</sup> étage.

### **I.4.5 CAGE D'ASCENSEUR**

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé coulée sur place, allant du sous-sol 1 au 6<sup>ème</sup> étage.

### **1.4.6 REVÊTEMENTS**

Les divers types de revêtements et leurs destinations se présentent comme suit :

- Mortier de ciment : Pour les murs de façades et les salles d'eau de 2 cm d'épaisseur,
- Plâtre pour les cloisons et les plafonds de 2 cm d'épaisseur,
- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers,
- Revêtements en céramique pour les murs de cuisine et les salles d'eau.

### I.4.7 FONDATIONS

La fondation est un 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 de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

### I.4.8 ACROTÈRE

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.60 m de hauteur, réalisé en béton armé coulé sur place, il joue un rôle de sécurité et de garde de corps.

### I.4.9 TERRASSE INACCESSIBLE

Notre bâtiment sera muni d'une terrasse inaccessible sauf pour entretien, réalisée en corps creux et d'une dalle de compression.

## I.5 PRINCIPES DES JUSTIFICATIONS (Art 2.1/ BAEL 91).

Les calculs justificatifs seront conduites suivant la théorie des états limite .Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un des éléments) et strictement satisfaite et cesserait d'être en cas de modification défavorable d'une action.

On distingue deux catégories d'états limites :

#### a. États limite ultime, ELU

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

- Equilibre statique de la structure (pas de renversement),
- Résistance de chacun des matériaux (pas de rupture),
- Stabilité de forme (pas de flambement),
- États limite de déformation (instantanée ou différée) et l'ouverture des fissures.

#### b. États limite de service, ELS

Ils sont définis compte tenu des conditions d'exploration ou de durabilité, on distingue :

- États limite de service vis-à-vis de la compression du béton,
- États limites d'ouverture des fissures,
- États limites de service de déformation.

## I.6 CARACTÉRISTIQUES MECANIQUES DES MATÉRIAUX

### I.6.1 BETON

Le béton est un mélange bien équilibré de ciment, granulats (sable et gravier) et de l'eau. Il est défini du point de vu mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.

Le ciment utilisé est de classe 425 (CPJ425) dosé à 350 kg /m<sup>3</sup>.

Dans la pratique, on doit s'approcher du rapport eau/ciment = 0,5.

## 1. Résistance du béton

### a. Résistance caractéristique du béton à la compression

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours de temps de durcissement noté  $f_{c28}$ .

- Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $j=28$  jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2.1, 11 /BAEL 91).

On adopte :  $f_{c28} = 25$  MPa

- Pour  $j < 28$  jours :  $f_{cj} = \frac{j}{(4.76+0.83j)} f_{c28}$  Pour  $f_{c28} \leq 40$  MPa.  
 $f_{c28} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28}$  Pour  $f_{c28} > 40$  MPa.
- Pour  $j > 28$  jours :  $f_{cj} = 1.1 f_{c28}$  Pour  $f_{c28} \geq 40$  MPa.

### b. Résistance caractéristique du béton à la traction

La résistance caractéristique du béton à la traction à  $j$  jours noté  $f_{tj}$  est conventionnellement défini par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad (\text{Art A.2.1, 12 /BAEL 91})$$

D'où :  $f_{c28} = 25$  MPa  $\Leftrightarrow f_{t28} = 2.1$  MPa

## 1.6.2 CONTRAINTE LIMITE

### 1. La contrainte limite de service à la compression

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

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ MPa} \quad (\text{Art 4.5 .2, BAEL91})$$

D'où :  $\sigma_{bc}=15$  MPa

### 2. La contrainte limite ultime à la compression (Art A.4.3 ,41/BAEL91)

La contrainte limite ultime à la compression est donnée par la formule :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ en MPa} \quad (\text{Art A.4.3 ,41/BAEL91})$$

Avec  $\theta$  : coefficient de la durée d'application de la combinaison d'action.

Il a pour valeur :

- $\theta = 1$  : si la durée d'application est supérieure à 24 heures,
- $\theta = 0,9$  : si la durée d'application est comprise entre 1 heure et 24 heures,
- $\theta = 0,85$  : si la durée d'application est inférieure à 1 heure.

Et  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité qui a pour valeurs :

- $\gamma_b=1.5$  dans le cas d'une situation courant,
- $\gamma_b=1.15$  dans les cas d'une situation accidentelle.

Pour :  $f_{c28} = 25$  MPa,  $\theta = 1$ ,  $\gamma_b=1.5$ , on aura  $f_{bc}=14,2$  MPa.

## 2. Contrainte limite au cisaillement (Art A. 5.1, 21/BAEL91).

La Contrainte limite au cisaillement est donnée par la formule suivant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d_{bc}}$$

Elle ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

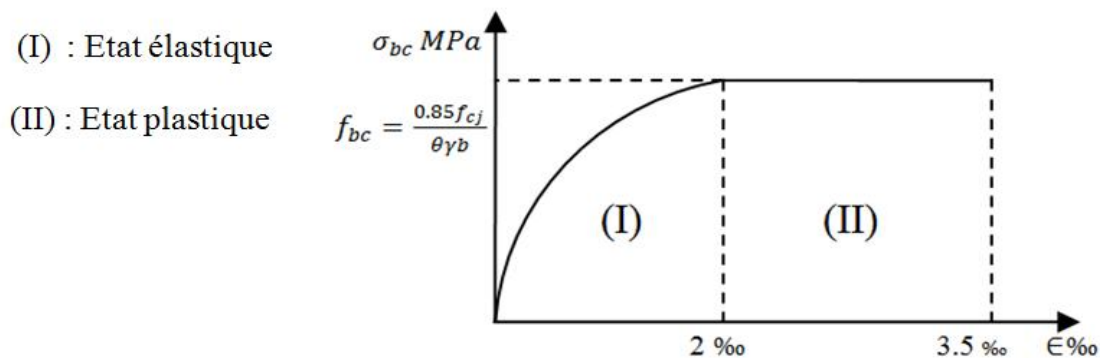
- $\tau_u = \min (0,13 f_{c28}, 5)$  MPa, pour la fissuration peu nuisible.
- $\tau_u = \min (0,10 f_{c28}, 4)$  MPa, pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

### I.6.3 DIAGRAMME CONTRAINTES DEFORMATIONS

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

#### 1. Etat limite ultime, ELU

La relation contrainte – déformation est illustrée dans la figure I.1



**Figure I.1** Diagramme contrainte-déformation du béton à L'ELU (Art 4.3, 31 /BAEL91).

Le diagramme est composé :

- 1<sup>ère</sup> partie : courbe parabolique et la déformation relative est limitée à 2‰ (état élastique).
- 2<sup>ème</sup> partie : rectangle (état plastique) 2‰  $\epsilon_{bc}$  3,5 ‰.

#### 2. Etat limite de service, ELS

L'état limite de service est l'état au-delà du quel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites. On distingue :

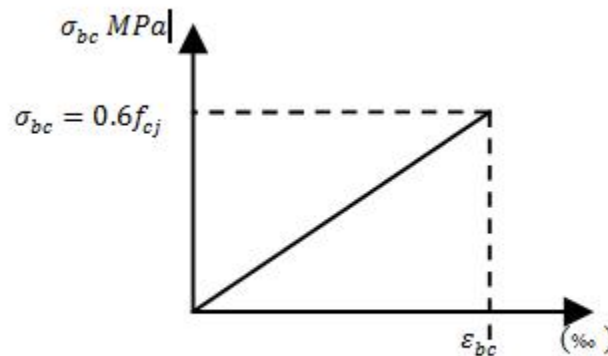
- Etat limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée),
- Etat limite de déformation (pas de flèche excessive),
- Etat limite d'ouverture de fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

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

$$\sigma_{bc} = 0.60f_{c28} \text{ MPa (Art 4 .5, 2 /BAEL91)}$$

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

Le béton est considéré comme élastique et linéaire. La relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure I.2.



**Figure I.2** Diagramme contrainte – déformation du béton à la compression (ELS).

#### I.6.4 CONTRAINTE TANGENTE CONVENTIONNELLE

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} \text{ (Art A.5.1, 21/ BAEL 91 modifié99).}$$

Elle ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- $\tau_u = \min (0,13 f_{c28} , 5) \text{ MPa}$ , pour la fissuration peu nuisible,
- $\tau_u = \min (0,10 f_{c28}, 4) \text{ MPa}$ , pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

#### I.6.5 MODULE D'ELASTICITE

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte .On distingue deux modules d'élasticité.

##### *1. Module de déformation instantanée (Art A. 2 .1, 21/ BAEL91)*

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{\overline{f_{cj}}} \text{ MPa (Art A.2.1, 21/ BAEL91 modifié 99)}$$

$$\text{Pour } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \iff E_{ij} = 32164.19 \text{ MPa}$$

## 2. Module de déformation différée (Art A. 2.1, 22 BAEL91)

Les déformations finales du béton (instantanées et augmentées de fluage) sont calculées par un module de déformation longitudinale différé défini comme suit :

$$E_{vj} = 3700 f_{c28}^{1/3} \text{ MPa} \quad (\text{Art A.2.1, 22/ BAEL91 modifié 99})$$

Pour  $f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$ .

$$\text{Pour } f_{cj} = f_{c28} = 25 \implies E_{vj} = 10818.87 \text{ MPa}$$

## 3. Module de déformation transversale

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule sui

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Avec :

E : Module de Young.

$\nu$ : Coefficient de poisson : il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale .Il est égale à :

- $\nu = 0$  (à l'ELU) pour le calcul des déformations en considérant le béton fissuré,
- $\nu = 0,2$  (à l'ELS) pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

### I.6.6 ACIERS

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression. Il est utilisé pour équilibrer les efforts de traction aux quels le béton ne résiste pas. Les armatures sont distinguées par leurs nuances et leurs états de surface.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant.

#### 1. Caractéristiques des aciers utilisés

**Tableau I.1** Caractéristiques des aciers utilisés.

Types d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité $f_e$ (MPa)	Coefficient de Fissuration ( $\eta$ )	Coefficient descellement ( $\Psi$ )
Aciers en barres	Haute adhérence Fe 400	HA	400	1,6	1,5
Aciers en Treillis	Treillis soudés TL500Ø < 6	TS	500	1,3	1

#### 2. Limite d'élasticité longitudinale

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

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa} \quad (\text{Art A.2.2,1/BAEL 91 modifié 99})$$

### 3. Coefficient de poisson des aciers

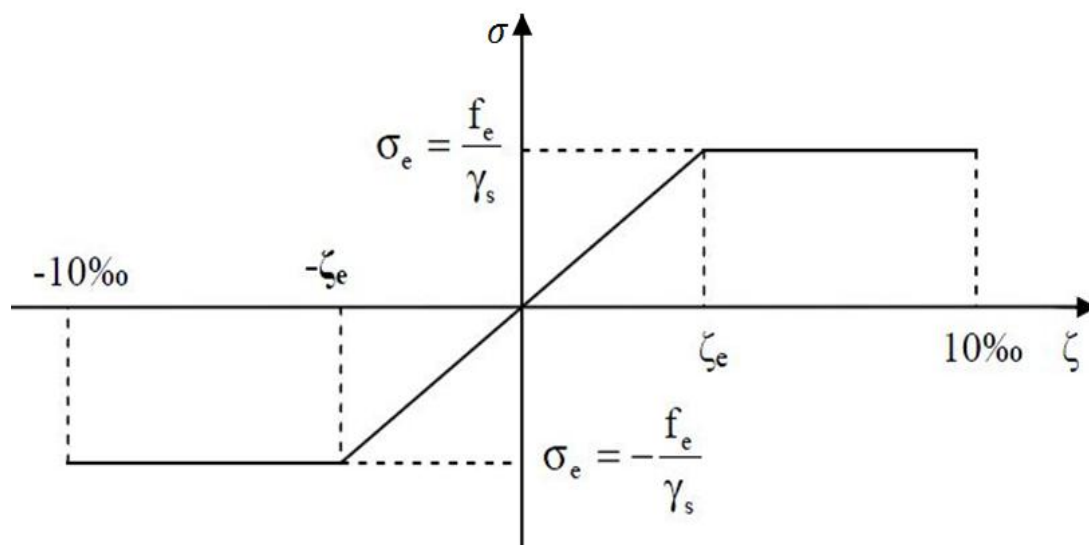
Le coefficient de poisson pour les aciers est pris égal à 0,3.

### 4. La limite élastique garantie $F_e$

C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de 2‰.

### 5. Diagramme contrainte déformation

Le diagramme contrainte déformation à considérer dans le calcul à l'ELS est conventionnellement défini par la figure I.3 (Art A.2.2,2/BAEL91 modifié 99).



**Figure I.3** Diagramme contrainte déformation.

Pour la vérification à l'ELS, l'acier est supposé élastique et linéaire.

### 6. Contrainte limite de l'acier

#### a. Contrainte limite ultime, ELU (Art A.4. 3, 2/ BAEL91 modifié 99).

Elle donnée par la relation suivante

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Avec :  $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité qui a pour valeurs :

- $\gamma_s = 1.15$  situation durable,
- $\gamma_s = 1.00$  situation accidentelle.

#### b. Contrainte limite de service, ELS

Afin de réduire le risque d'apparition de fissure et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues.

D'après les règles BAEL 91 modifié 99, on distingue trois cas de fissurations :

▪ **Fissuration peu nuisible**

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, fermés (pas de gaz, ni de produits chimiques), dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

▪ **Fissuration préjudiciable** (Art. A. 4.5.33/BAEL91, CBA 93)

C'est le cas des éléments exposés aux intempéries

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n} f_{tj} \right) \text{ en MPa}$$

Avec :

$f_e$ : Désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés.

$f_{t28}$ : Résistance caractéristique à la traction du béton.

n: Coefficient de fissuration tel que :

- = 1,00..... Pour les RL.
- = 1,6..... pour les HA si  $\geq 6$  mm.
- = 1,3..... pour les HA si  $< 6$  mm.

La valeur de  $\sigma_{st}$  obtenu pour  $f_{t28}=2.1$  MPa et  $n=1.6$  est :  $\sigma_{st} = 201.63$  MPa

▪ **Fissuration très préjudiciable** (Art 4.5, 34 / BAEL91)

La fissuration est considérée comme très préjudiciables lorsque l'élément en causeront exposés au milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité.

Dans ce cas, on observe la règle suivant :

$$\sigma_{st} = \min (0.5f_e \quad \eta \cdot f_{c28}) \text{ en MPa}$$

Avec :  $\eta$ : coefficient de fissuration tel que :

- =1.6 pour les adhérences (HA) de diamètre  $\geq 6$  mm,
- =1.3 pour les HA  $< 6$  mm,
- =1.0 pour les ronds lisses.

**7. Protection des armatures** (Art A.7, 24 /BAEL91)

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

- C = 5cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- C = 3cm : Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- C = 1cm : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

Dans notre cas, on prend C = 3cm.

**8. Conclusion**

A ce niveau on a défini tous les éléments qui contiennent notre ouvrage, et les caractéristiques mécanique et massique des matériaux qu'on va utiliser lors de la construction, on respectant les règles de **BAEL91 modifié 99**, et le Règlement parasismiques Algérien (**RPA**).

**CHAPITRE II****PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS****II.1 INTRODUCTION**

Après la présentation de l'ouvrage et des caractéristiques des matériaux, nous procédons au pré dimensionnement des différents éléments constituant le projet.

Le pré dimensionnement des éléments de construction permet d'avoir d'une façon générale l'ordre de grandeur de ces derniers. Dans ce chapitre, nous allons pré-dimensionner les planchers, les poutres, les voiles et les poteaux. Ce prédimensionnement se fera respectant les recommandations en vigueur.

**II.2 PRÉ DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS****II.2.1 PLANCHERS**

Les planchers sont des aires horizontales limitant les différents niveaux d'un bâtiment, Ils doivent être conçus de manière a:

- Transmettre les efforts aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.
- Offrir une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

Dans notre ouvrage les planchers seront en corps creux.

**1. plancher à corps creux**

Ils sont constitués d'une dalle de compression ferrillée avec un treillis soudé de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriqués disposées suivant la petite portée. Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimale des planchers doit satisfaire la condition suivante :

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

Avec :

$h_t$ : Épaisseur du plancher.

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

**Remarque**

En premier, nous prendrons temps une section minimale de  $(25 \times 25) \text{ cm}^2$  exigée par le RPA99 correspond à celle d'un poteau en zone IIa .

Dans notre cas :  $l_{\max} = 420 - 25 = 395 \text{ cm} \implies h_t \geq \frac{395}{22.5} = 17.56 \text{ cm}$

Ainsi Optera pour un plancher de 20 cm, soit un plancher de (16+4) cm qui sera valable pour tous les planchers.

4 cm : épaisseur de la dalle de compression.

16 cm : épaisseur du corps creux.

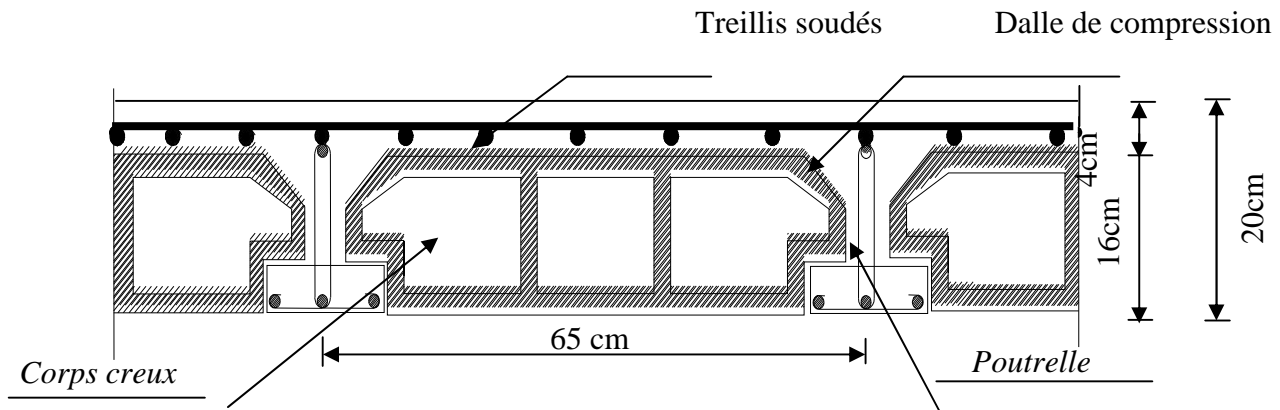


Figure II.1 Schéma descriptif d'un plancher en corps creux.

## 2. Plancher dalle pleine

Les planchers dalle pleine qui portent de mur à mur ne comportent aucune poutre intermédiaire. Ils doivent être renforcés au droit des trémies dans le cas de charge localisé important. On réalise dans l'épaisseur de la dalle des ferrailages tout à fait identique à ceux des poutres, et sont épaisseur déterminée par les conditions suivantes :

- La résistance à la flexion,
- L'isolation acoustique,
- La résistance au feu.

### a. Résistance à la flexion

L'épaisseur de la dalle des balcons set donnée par la formule :

$$e \geq \frac{l_0}{10}$$

Avec:  $L_0$  :Portée libre

e: épaisseur de la dalle.

$$L_0=1.7\text{m} ; e =17\text{cm}$$

On adopte l'épaisseur :  $e_1=17\text{cm}$ .

### b. La résistance au feu

Pour deux heures de coupe-feu l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 11cm ( $e_2=11\text{ cm}$ ).

### c. L'isolation acoustique

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle ou logarithme de la masse surfacique de plancher.

La protection contre le bruit est assurée par le plancher lorsque sa masse surfacique  $M_{DP}$  est supérieure à  $350 \text{ kg/m}^2$ .

$$\text{On a: } M_{DP} = \rho_{\text{béton}} \times e_p e_p = \frac{M_{DP}}{\rho_{\text{béton}}}$$

Avec :

$\rho_{\text{béton}}$ : Masse volumique du béton est égale à  $2500/\text{m}^3$ .

$$e_p = \frac{350}{2500} = 0.14 \text{ m} \text{ donc : } e_3 = 14 \text{ cm}$$

Donc :  $e = (e_1, e_2, e_3)$

$$e = \text{Max} (17, 11, 14)$$

Donc :  $e = 17 \text{ cm}$

#### Remarque

L'épaisseur de notre dalle des balcons (qui est en console) est de 17cm.

## II.3 PRÉ DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

### II.3.1 PRÉ DIMENSIONNEMENT DES POUTRES PRINCIPALES

Les poutres soit destinées à supporter les charges d'une partie de la construction. Ses dimensions hauteur et largeur sont données par :

- Hauteur  $h_t$  :  $\max \left( \frac{L_{\max}}{15} ; h_t ; \frac{L_{\max}}{10} \right)$
- Larguer  $b$  :  $\max (0.4 h_t ; b ; 0.7 h_t)$

$L_{\max}$  : Distance maximal entre axe d'appuis dans le sens considéré.

La dimension doivent les conditions de **RPA 99 version 2003 (Art 7.5.1)**, Zone sismique IIa :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 35 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Pour notre cas :  $L_{\max} = 420 - 25 = 395 \text{ cm}$

$$\text{D'où : } \max \left( \frac{395}{15} ; h_t ; \frac{395}{10} \right)$$

$$26.33 \leq h \leq 39.50$$

On prend :  $h_t = 40 \text{ cm}$

La largeur de la poutre est :

$$\text{Max} (0.4 h_t ; b ; 0.7)$$

Donc :  $\text{Max} (16 ; b ; 28)$  ; on prend  $b = 30$

$$h / b = 35/25 = 1.5 < 4 ; \text{ on prend } h_t = 40 \text{ cm} , b = 30 \text{ cm}$$

La section des poutres principales est de :  $(40 \times 30) \text{ cm}^2$

### II.3.2 PRÉ DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE SECONDAIRE

Elle disposées parallèlement aux poutrelles.

La portée libre est :

$$L_{\max} = 420 - 25 = 395 \text{ cm}$$

$$\text{Max} \left( \frac{L_{\max}}{15} ; h_t ; \frac{L_{\max}}{10} \right) \longrightarrow \text{Max} \left( \frac{395}{15} ; h_t ; \frac{395}{10} \right) \longrightarrow (26.33 \leq h_t \leq 39.5)$$

On prend :  $h_t = 35 \text{ cm}$

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \longrightarrow 16 \leq b \leq 28$$

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

La section des poutres secondaire est de :  $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

#### Remarque

La longueur des poutres secondaires est déterminée par  $0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$  pour des raisons architecturaux (éviter des arêtes) ainsi la facilite mise on œuvre de coffrage. On est amène à adopter la valeur de  $b$  un peu supérieur à ca fourchette.

#### ✓ Vérification relatives aux exigences RPA 99/ Art 7.5

##### ▪ Les poutres principales

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 > 20 \\ h = 40 > 30 \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 < 4 \end{array} \right. \quad \text{Conditions vérifiées.}$$

##### ▪ Les poutres secondaires

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 35 > 30 \\ b = 30 > 20 \\ \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,16 < 4 \end{array} \right. \quad \text{Conditions vérifiées.}$$

#### Conclusion

Les sections adoptées pour les poutres seront comme suit:

Les poutres principales:  $(30/40) \text{ cm}^2$ .

- Les poutres secondaires:  $(30/35) \text{ cm}^2$ .

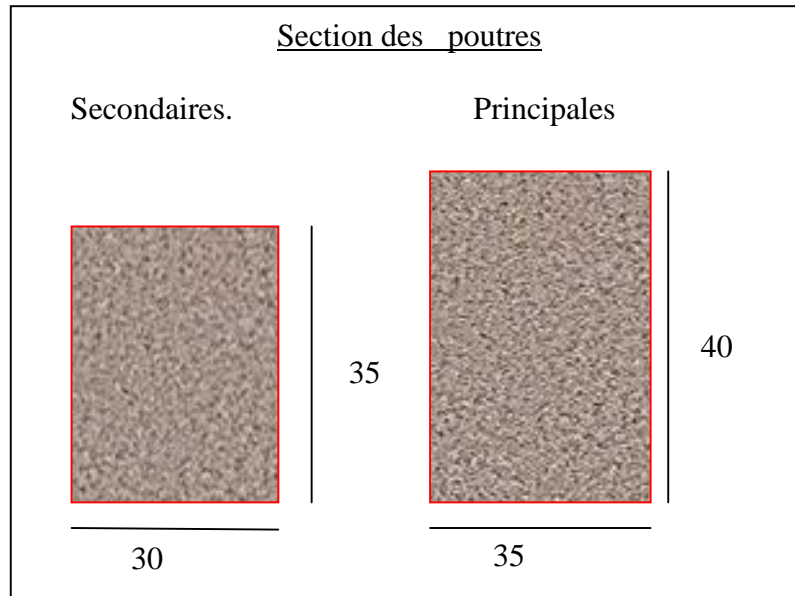


Figure II.3 Section des poutres.

## II.4 LES VOILES

### II.4.1 PRÉ DIMENSIONNEMENT DES VOILES (ART 7.7.1 DE RPA99/2003)

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet d'un chargement horizontal (séisme...).

D'après le **RPA 99 variation 2003**, le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivant :

**Épaisseur du voile** : Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage ( $h_e$ ) et des conditions de rigidité aux extrémités. De plus l'épaisseur minimale est de **15cm**.

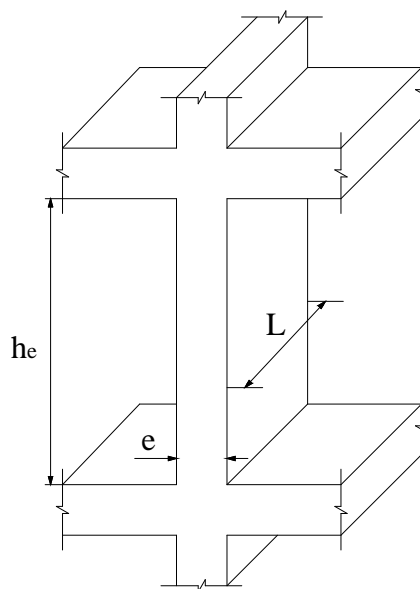
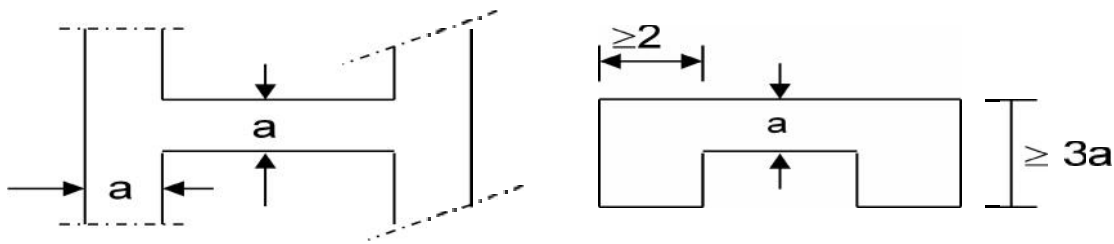
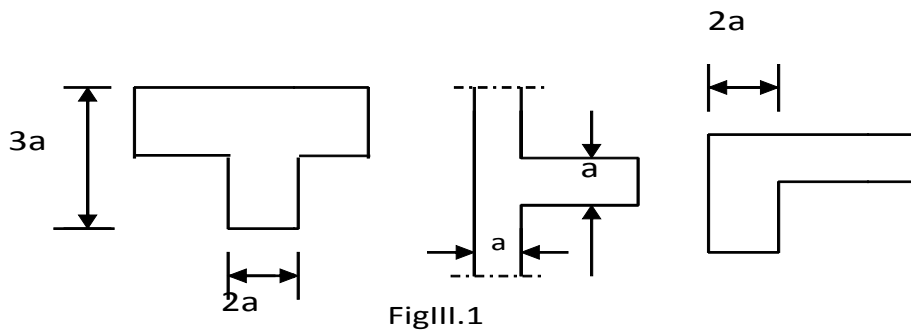


Figure II.4 Coupe vertical du voile

1<sup>er</sup> cas :



2<sup>ème</sup> cas



3<sup>ème</sup> cas :

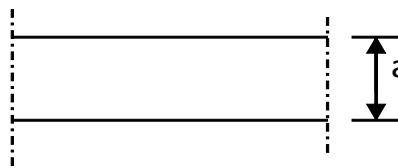


Figure II.5 Coupes de voiles.

Dans notre cas et pour tous les niveaux :

$$e \geq h_e/20$$

Avec :

$$h_e = h - e_p \quad ; \quad e_p : \text{Hauteur de plancher}$$

$$\text{D'où : } h_e = h - e_p = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$e \geq 286/20 = 14.3 \text{ cm}$$

On prend :  $e = 20\text{cm}$  pour tous les voiles

➤ **Vérification des exigences du RPA** (Art.7.7.1)

Pour que les voiles puissent assurer une fonction de contreventement, sa longueur  $L$  doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur  $L_{\min} = 4e$ .

Dans notre cas :

$$L_{\min} = 1,70 \text{ m}$$

Donc :  $L_{\min} = 1,7 \text{ m} \geq 4 \times 0,2 = 0,8 \text{ m}$  condition Vérifiée.

Avec :

$L_{\min}$  : la portée minimale d'un voile.

$e$  : L'épaisseur du voile.

### Conclusion

On adoptera une épaisseur de **20cm** pour tous les voiles de la structure

## II.5 DÉTERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES (DTR B.C 2.2)

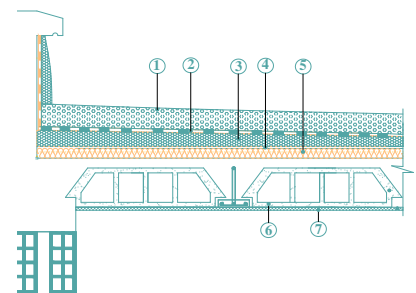
### II.5.1 CHARGES PERMANENTES

#### a. Plancher terrasse (inaccessible)

Tableau II.1 Poids propre de plancher terrasse inaccessible.

Désignation des éléments		Epaisseur(m)	poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	Protection on gravillon roulés	0.05	17	0,85
2	étanchéité multicouches	0.02	6	0,12
3	béton en forme de pente	0.07	22	1,54
4	Feuille de <i>polyane</i> (par vapeur)	0.04	4	0.16
5	Isolation thermique ou liégés	0.4	0.4	0,16
6	Plancher corps creux (16+4)	0.20	14	2.85
7	Enduit en plâtre	0.2	10	0,2
TOTAL				5.88

Figure II.4 Coupes transversales de planche terrasse.

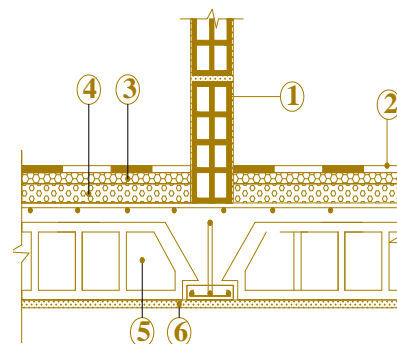


## b. Plancher d'étage courant

Tableau II.2 poids propre d'étage courant

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1 Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2 Mortier de pose	0.02	22	0,44
3 Lit de sable	0.03	18	0.54
4 Plancher en corps creux	20	14	2.85
5 Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6 Cloison de séparation interne	0.1	10	1.0
<b>TOTAL</b>			<b>5,43</b>

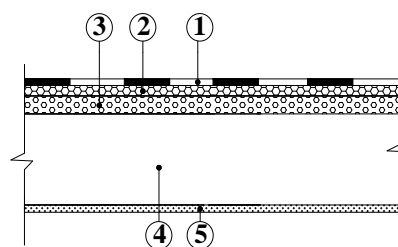
Figure II.5 Coupe transversale de plancher étage courant.



## c. Dalle pleine

Tableau II.3 Poids propre de la dalle pleine

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1 Carrelage	0.2	20	0,4
2 Chape de mortier	0.2	20	0,4
3 Lit de sable	0.3	18	0,54
4 Dalle pleine en B A	0.17	20	3.6
5 Enduit en plâtre	0.2	10	0,2
<b>TOTAL</b>			<b>5.14</b>

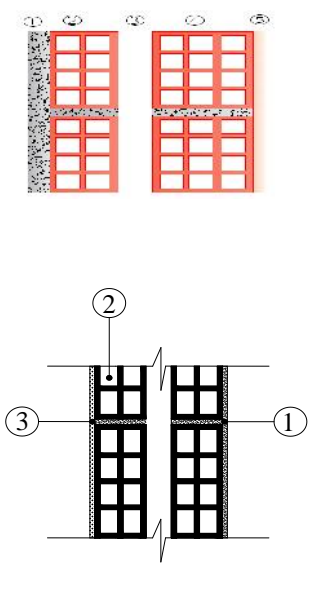


e. Maçonnerie

- Les murs extérieurs

Tableau II.4 Charge permanente de mur extérieure.

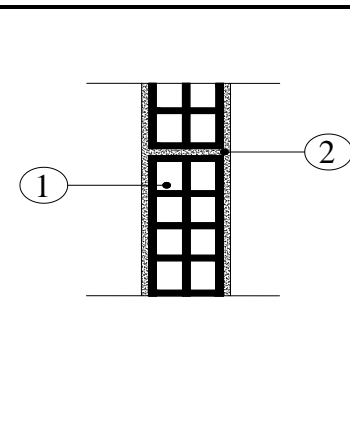
Désignation des éléments		Epaisseur(m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (kN/m <sup>2</sup> )
1	enduit de ciment	0.02	18	0,36
2	Maçonnerie en briques creuses	0.15	9	1.35
3	Lame d'air	0.05	0	0
4	Maçonnerie en briques creuses	0.10	9	0,9
5	enduit de plâtre	0.02	10	0,2
TOTAL				2,81



- Les murs intérieurs

Tableau II .5 Charge permanent de mur intérieur.

Désignation des éléments		Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
2	Briques creuses	0.10	9	0.9
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
TOTAL				1.3



### II.5.2 SURCHARGES D'EXPLOITATION « Q »

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR B.C.2.2** comme suit

**Tableau II.6** charge d'exploitation.

Éléments	Chargement Q( KN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse inaccessible	1.0
Planchers étage courants à usage d'habitation	1.5
Acrotère	1.0
Balcon	3.5
Escalier	2.5

## II.6 POTEAUX

Le pré dimensionné poteaux se fera à l'ELS en compression simple, on considère un effort normal N qui sera appliqué sur la section du béton du poteau le plus sollicité, cette transversale est donnée par la relation suivante:

$$S \geq \frac{N}{0.6f_{c28}}$$

Avec :

S : section transversale du poteau.

N: effort de comprissions repris à la base du poteau.

G : charge permanente, Q : charge d'exploitation.

$\bar{\sigma} = 0.6 f_{c28}$ , contrainte admissible du béton à la compression.

- ✓ En tenant compte de l'effort de séisme de la combinaison des charges et surcharge peut-être :

$$N_s = G + Q$$

- ✓ Selon de (ART 7.4.3.1 du RPA 99) la dimension de la section transversale des poteaux doit satisfaite la condition suivant :

Pour un poteau rectangulaire de la zone II. On a :

$$\text{Min } (b, h) \geq 25$$

$$\text{Min } (b, h) \geq h_e / 20$$

$$1/4 \leq b/h \leq 4$$

- Poids propre du poteau

$$G = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.78 \text{ KN pour tous les niveaux.}$$

### II.6.1 CHARGE ET SURCHARGE REVENANT AUX POTEAUX PLUS SOLIDITE

#### a. Surface d'influence

- Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité

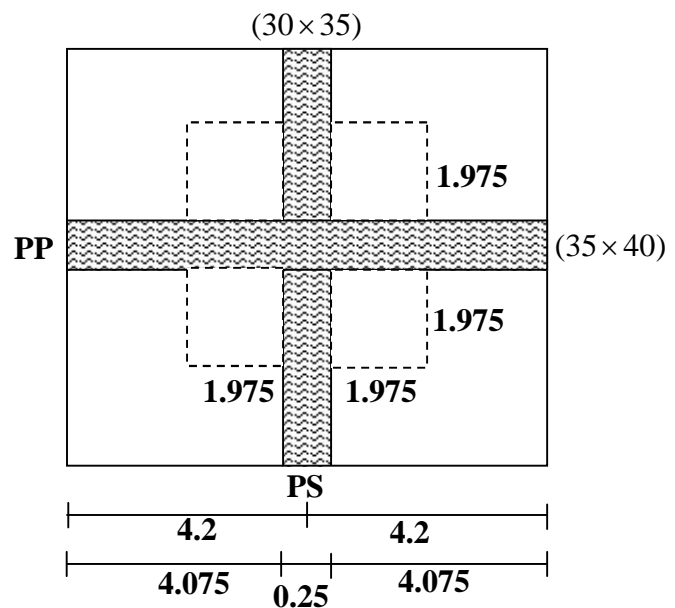
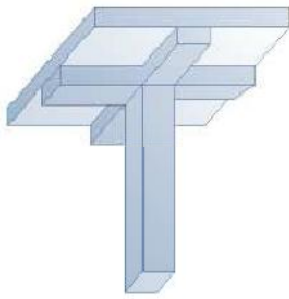
$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4.$$

$$S_1 = 1.975 \times 1.975 = 3.9 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.975 \times 1.975 = 3.9 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.975 \times 1.975 = 3.9 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.975 \times 1.975 = 3.9 \text{ m}^2, \text{ donc la surface d'influence : } S = 15.6 \text{ m}^2$$



#### b. Poids propre des éléments

- Plancher terrasse  $\longrightarrow G_{\text{Terrasse}} \times S = 5.88 \times 15.6 = 91.73$
- Plancher étage  $\longrightarrow G_{\text{étage}} \times S = 5.43 \times 15.6 = 84.71$
- Poutre :
  - Principale  $\longrightarrow G_{\text{PP}} = h_{\text{pp}} \times b_{\text{pp}} \times \rho (1.975 + 1.975)$   
 $= 0.40 \times 0.30 \times 25 \times 3.95 = 11.85 \text{ kN}$
  - Secondaire  $\longrightarrow G_{\text{PS}} = h_{\text{ps}} \times b_{\text{ps}} \times \rho \times (1.975 + 1.975)$   
 $= 0.35 \times 0.30 \times 25 \times 3.95 = 10.37 \text{ kN}$
- ✓  $G_{\text{PP}} + G_{\text{PS}} = 11.85 + 10.37 = 22.22$

#### c. Charges d'exploitation

- plancher terrasse  $\longrightarrow Q \times S = 1 \times 15.6 = 15.6 \text{ kN}$
- Plancher étage courant  $\longrightarrow Q \times S = 1.5 \times 15.6 = 23.4 \text{ kN}$

**II.6.2 DESCENTE DE CHARGE**

Pour le calcul de la descente de charge on utilise la règle de dégression donnée par le document technique règlementé « DTRB.C.2.2 » : charge permanente et charge d’exploitation qui recommande d’appliquer une dégression de la charge d’exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de 5 niveaux.

La loi de dégression est :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}$$

Avec :

Q0 : Surcharge d’exploitation à la terrasse.

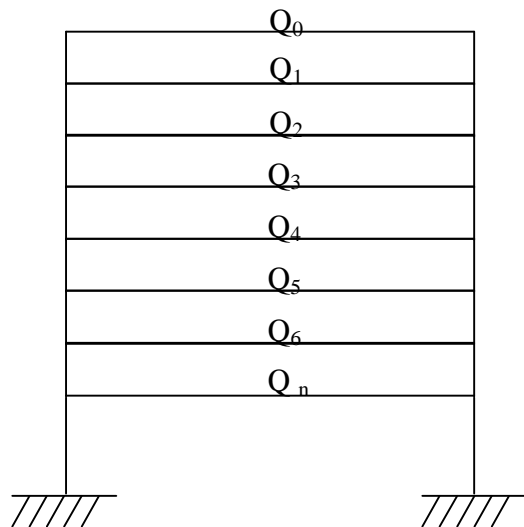
Qi : Surcharge d’exploitation de l’étage i (i = 1 à 15)

n: Numéro de l’étage du haut vers le bas.

Qn : Surcharge d’exploitation à l’étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

$$\sum_{i=1}^n Q_i ; \text{ Pour } n \geq 5.$$

✓ **La loi de dégression des charges en fonction du nombre d’étages**



$$\begin{aligned} 0 &= Q_0 \\ 1 &= Q_0 + Q_1 \\ 2 &= Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) \\ 3 &= Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3) \\ 4 &= Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) \\ n &= Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \end{aligned}$$

✓ **Coefficients de degression des surcharges**

**Tableau.7** Les valeurs du coefficient (3+n / 2n)

<b>Niveau</b>	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
<b>Coefficient</b>	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.714	0.687	0.666	0.65

## ✓ Les charges cumulées

$$6^{\text{ème}} \text{ étage} : Q_0 = 1 \times 15.6 = 15.6 \text{ KN}$$

$$5^{\text{ème}} \text{ étage} : Q_0 + Q_1 = 15.6 + 1.5 \times 15.6 = 39 \text{ KN}$$

$$4^{\text{ème}} \text{ étage} : Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 15.6 + 0.95(1.5 \times 15.6 \times 2) = 60.06 \text{ KN}$$

$$3^{\text{ème}} \text{ étage} : Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 15.6 + 0.9(1.5 \times 15.6 \times 3) = 78.78 \text{ KN}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ étage} : Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 15.6 + 0.85(1.5 \times 15.6 \times 4) = 95.16 \text{ KN}$$

$$1^{\text{er}} \text{ étage} : Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 15.6 + 0.80 (1.5 \times 15.6 \times 5) = 109.2 \text{ KN}$$

$$\text{RDC} : Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 15.6 + 0.75 (1.5 \times 15.6 \times 6) = 120.9 \text{ KN}$$

$$\text{Sous-sol 2} : Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 15.6 + 0.714(1.5 \times 15.6 \times 7) = 132.55 \text{ KN}$$

$$\text{Sous-sol 1} : Q_0 + 0.688 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 15.6 + 0.688 (1.5 \times 15.6 \times 8) = 144.39 \text{ KN}$$

Tableau II.8 Récapitulatif de la décente de charge.

	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation		Effort normale (KN)	Section (cm <sup>2</sup> )	
	P plancher	P poutre	P poteau	G	G cumulé	Q	Q cumulé	$N = G_c + Q_c$	$S \geq \frac{N}{f_{bc}}$	Section adoptée
<b>6</b>	91.73	22.22	4.78	118.73	118.73	15.6	15.6	134.33	89.55	35x35
<b>5</b>	84.71	22.22	4.78	111.71	230.44	23.4	39	269.44	179.63	35x35
<b>4</b>	84.71	22.22	4.78	111.71	342.15	23.4	62.4	404.55	269.7	35x35
<b>3</b>	84.71	22.22	4.78	111.71	453.86	23.4	85.8	539.66	359.77	40x40
<b>2</b>	84.71	22.22	4.78	111.71	565.57	23.4	109.2	674.77	449.85	40x40
<b>1</b>	84.71	22.22	4.78	111.71	677.28	23.4	132.6	809.88	539.92	40x40
<b>RDC</b>	84.71	22.22	4.78	111.71	788.99	23.4	156	944.99	629.99	45x45
<b>SS 2</b>	84.71	22.22	4.78	111.71	900.7	23.4	179.4	1080.1	678.73	45x45
<b>SS 1</b>	84.71	22.22	4.78	111.71	1012.41	23.4	202.8	1215.2	810.13	45x45

## Conclusion

- Sous-sols 1 et 2, RDC : (45x45) cm
- Etages 1,2 et 3ème : (40x40) cm
- Etages 4,5 et 6ème : (35x35) cm

▪ **Vérification des conditions du RPA (99/Art.7.4.1)**

$b_1$  et  $h_1$  doivent vérifier les conditions suivantes :

Zone II. a: on a :

- $\min (b_1, h_1) = (30, 30) \geq 25$ ..... condition vérifiée.
- $\min (b_1, h_1) = (30, 30) > \frac{h_e}{20} = \frac{4,50 - 0,4}{20} = 20,5$  ..... condition vérifiée.
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = \frac{30}{30} = 1 < 4$ ..... condition vérifiée.

**Remarque**

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d'angle et de rive des sections comparables à celles des poteaux centraux (Art 7.4.1 RPA).

**Conclusion**

Le coffrage des poteaux est conforme aux exigences de RPA.

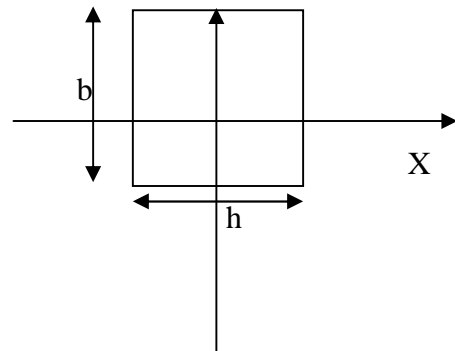
▪ **Vérification de la résistance des poteaux au flambement**

La longueur de flambement est une déformation latérale d'une pièce élancée travaillant en compression. Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier la condition suivant :

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

Avec :

- : élancement du poteau,
- $l_f$  : longueur de flambement, ( $l_f = 0.7 \times l_0$ )
- $i$  : rayon de giration  $(\frac{I}{S})^{1/2}$
- $I$  : moment d'inertie du poteau,  $I = bh^3/12$ ,
- $S$  : section transversale du poteau,  $S = b \times h$
- $l_0$  : Longueur libre du poteau.



Donc :

$$\lambda = \frac{0.707 l_0 \sqrt{12}}{b} \approx \frac{2.45 l_0}{b}$$

- Poteaux sous sol 1 et 2, RDC (40x40) :  $\lambda = \frac{2.45 \times 3.06}{0.40} = 18.74 < 50$
- Poteaux 1,2 et 3 éme étages (35x35) :  $\lambda = \frac{2.45 \times 3.06}{0.35} = 21.42 < 50$
- Poteaux 4,5 et 6 éme étages (30x30) :  $\lambda = \frac{2.45 \times 3.06}{0.30} = 24.99 < 50$

Tous les poteaux vérifient la condition de non-flambement.

**Conclusion**

A ce niveau on pré dimension tous les éléments structuraux de notre ouvrage, mais les sections trouvée ne sont pas définitives car on peut les changer après l'étude dynamique.

## CHAPITRE III

## CALCUL DES ELEMENTS

## III.1 INTRODUCTION

Ce chapitre concerne le calcul des éléments de la structure qui peuvent être étudiés séparément sous l'effet des seules charges qui leurs reviennent aux deux états limites ELU et ELS. Ces éléments sont :

- Acrotère,
- Escaliers,
- Planchers,
- Poutre de chaînage,
- Balcons,
- Poutre palière.

## III.2 ETUDE DE L'ACROTÈRE

Elle sera calculée comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort  $G$  dû à son poids propre et un effort latéral  $Q$  dû à la main courante qui engendre un moment  $M$  dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1 m de largeur.

## III.2.1 DIMENSIONS DE L'ACROTÈRE

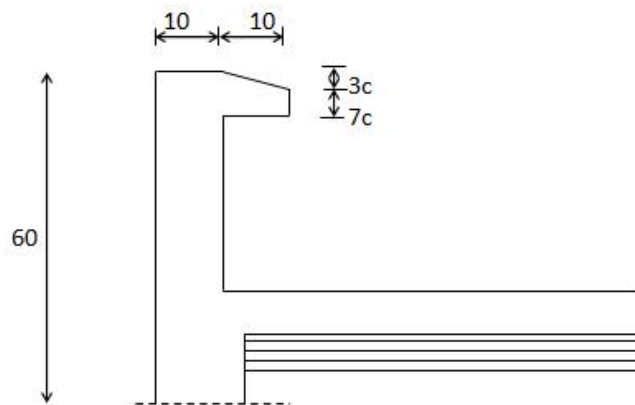


Figure III.1.1 Coupe verticale de l'acrotère

## III.2.2 CALCUL DES SOLLICITATIONS

- *Effort normal dû au poids propre*

$$G = S \times \rho$$

Avec :

$$\rho: \text{Masse volumique du béton} = 25 \text{ kN/m}^3$$

S : Section transversale

$$S = 0.6 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 + (0.1 \times 0.03)/2 = 0.00685 \text{ m}^2$$

Donc :  $G = 0.0685 \times 25 = 1.7125 \text{ KN/ml}$

- **Effort normal**

$$N = G = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

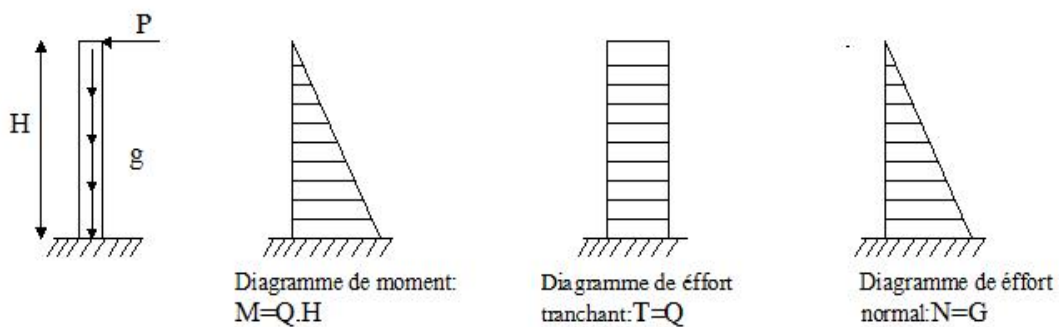
- **Effort horizontal**

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

- **Moment de renversement M dû a l'effort horizontal**

$$M = Q \times H$$

$$M = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ kN.m}$$



**Figure III.1.2** Diagramme des efforts internes.

### III.2.3 COMBINAISON DE CHARGES

#### A. L'ELU

La combinaison est :  $1.35G + 1.5Q$

- **Effort normal du à G**

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.7125 = 2.312 \text{ KN}$$

$$N_u = 2.312 \text{ KN}$$

- **Moment de flexion du à Q**

$$M_u = 1.5 \times M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 0.9 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant**

$$T_u = 1.5 \times T_Q$$

$$T_u = 1.5 \times 1.00 = 1.5 \text{ KN}$$

## B. A L'ELS

La combinaison est : G + Q

- **Effort normal de compression**

$$N_s = G = 1.7125 \text{ kN}$$

- **Moment de flexion**

$$M_s = M_Q = 0.6 \text{ kN}$$

- **Effort tranchant**

$$T_s = T_Q$$

$$T_s = 1.5 \times 1.00 = 1.5 \text{ kN}$$

### III.2.4 CALCUL DU FERRAILLAGE

Le ferrailage de l'acrotère s'effectue en flexion composée. Nous considérons une section rectangulaire de hauteur  $h = 10 \text{ cm}$  et de largeur  $b = 1 \text{ m}$ .

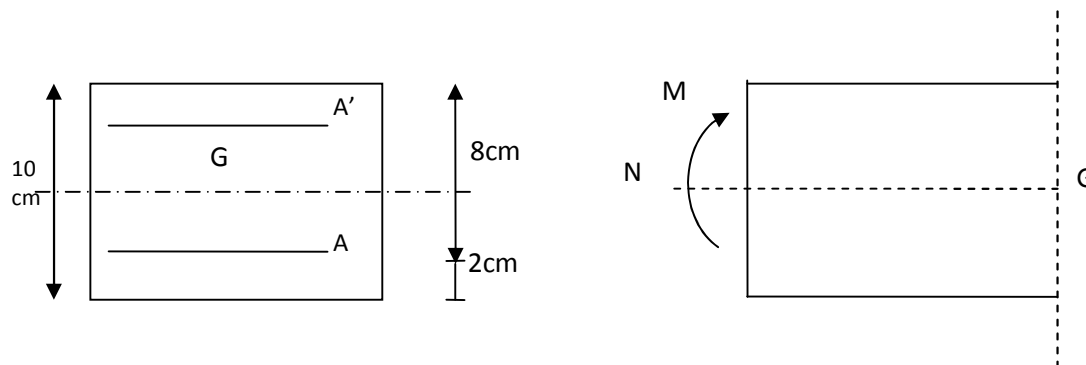


Figure III.1.3 Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

## I. CALCUL A L'ELU

### a. Calcul de l'excentricité

$$h = 10 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}; d = 8 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}$$

$$e_u = M_u / N_u = 0.9 / 2.313 = 0.39 \text{ m} > h/2 - c = 0.03 \text{ m}$$

Le centre de pression ( $C_p$ ) est à l'extérieur de la section  $\Rightarrow$  section est partiellement comprimée (SPC).

La section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif ( $M_f$ ).

### a.1 ARMATURES PRINCIPALES

#### a.1.1 Section des armatures fictives (en flexion simple)

- Moment fictif

$$M_f = N_u \times a$$

Avec :  $a$  : distance entre le centre de pression «  $C_p$  » et le centre de gravité «  $C_G$  » des armatures inférieures tendues.

$$a = e + \frac{h}{2} - c = 0.39 + \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.42 \text{ m}$$

$$M_f = 2.312 \times 0.42 = 0.971 \text{ kN.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{1,5} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.971 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.0107$$

$\mu = 0.0107 < \mu_1 = 0.392$ , donc la section est simplement armée (SSA).

$$\mu = 0.0107 \text{ et } \beta = 0.995$$

$$\text{Donc : } A_f = \frac{M_f}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{0.971 \times 1000}{0.995 \times 348 \times 8} = 0.350 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_f = 0.350 \text{ cm}^2$$

### a.1.2 Section des armatures réelles (en flexion composée)

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.350 - \frac{2.312 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.283 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0.283 \text{ cm}^2$$

## 2. VERIFICATION A L'ELU

### a. Condition de non fragilité (Art. A4.2.1, BAEL91)

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

$$A_{\text{calculée}} \geq A_{\text{min}} \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d}$$

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.7125} = 0.350 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1}{400} \times 0.936 = 0.904 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0.904 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{\text{min}} > A_u$  ; la section n'est pas vérifiée.

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :  $A_s = A_{\text{min}} = 0.904 \text{ cm}^2$

$A_{\text{adoptée}} \text{ N } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement de 25 cm.

$$A_{st} = \frac{A_{\text{adoptée}}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.51 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 N 2.01 cm<sup>2</sup>** avec **S<sub>t</sub> N 25 cm**

### b. Armatures de répartition

$$A_{st} = \frac{A_{\text{adoptée}}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,51 \text{ cm}^2 / ml \Rightarrow \text{Soit } \mathbf{4\text{HA}8 \text{ N } 2,01 \text{ cm}^2} \text{ avec } \mathbf{S_t \text{ N } 10 \text{ cm}}.$$

**c. Vérification au cisaillement (Art. A5.2.1, BAEL91)**

Nous avons une fissuration préjudiciable :

$$\bar{f}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left( 0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec :  $V_u$  : effort tranchant.  $V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10}{8 \times 10^2} = 0.0187 \text{ MPa}$$

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

Pas de risque de cisaillement.

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

**d. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (Art A.6.1.1, BAEL91)**

$$\bar{\tau}_{se} \leq \tau_{se} = \psi_s \times f_{t28} \quad 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Avec :  $\psi_s$  : coefficient de scellement égale à 1.5 pour les HA

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

Avec :

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

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.048 \text{ cm} \approx 10.05 \text{ cm}$$

Avec :  $n$  : nombre de barres.

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 10.05} = 0.2369 \text{ MPa} \leq 3.15 \text{ MPa}$$

Donc :  $\bar{\tau}_{se} < \tau_{se}$  Condition vérifiée

**e. Ancrage des barres verticales (Art. A 6.1.21, BAEL91)**

L'ancrage est définie par sa longueur de scellement droit «  $l_s$  ».

$$l_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \tau_{su}} ; \tau_{su} = 0.6 \psi_s f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{0.8 \cdot 400}{4 \cdot 2.835} = 28.22 \text{ cm}$$

La longueur de scellement (Art. A 6.1.221, BAEL91)

$$l_s = 40 \Phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$$

Donc : on opte pour  $l_s = 35 \text{ cm}$

**f. Vérification des espacements des barres**

Les fissurations est préjudiciable :  $st < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$ , C.V

$h = 10 \text{ cm}$ , c'est l'épaisseur de la section de l'acrotère.

On adopté un espacement de 25 cm.

### III.2.5 VERIFICATION A L'ELS

Il faut vérifier Les conditions suivantes :

$$\begin{aligned} \sigma_{bc} \text{ dans les aciers : } \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \\ \text{dans le béton : } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \end{aligned}$$

#### 1. L'acier

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

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

Avec : coefficient de fissuration égale 1.6

$$\bar{\sigma}_{st} < \sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\}; 2.01$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 2.01 \text{ MPa}$$

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

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.25$$

$$\sigma_1 = 0.25 \quad \beta_1 = 0.921$$

$$\text{Alors : } \sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.921 \times 8 \times 2.01} = 40.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \text{ Condition vérifiée.}$$

#### 2. Le béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{47.5} \times 40.51 = 0.853 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ Condition vérifiée.}$$

#### ▪ Espacement des barres (Art. A.8.2.4, 2/ BAEL 91 modifié 22 99)

- Armatures principales :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$
- Armatures de répartition :  $S_t = 10 \text{ cm} \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$

Les conditions étant vérifiées, donc le ferrailage à l'ELU est suffisant.

#### ▪ Ferrailage adopté

- Armatures principales :  $4 \text{ HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$  avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$
- Armatures de répartition :  $4 \text{ HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$  avec :  $S_t = 10 \text{ cm}$

### III.2.6 VERIFICATION DE L'ACROTÈRE AU SEISME

Si l'action de la main courante est supérieure à l'action sismique donc il n'y a pas de vérification à faire.

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

Avec : A: Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment  $A = 0.15$  (Zone IIa, groupe d'usage2) ;

Avec :  $C_p$  Le facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8.

$W_p$  : Poids propre de l'acrotère

Dans notre cas :

$$C_p = 0.8$$

$$W_p = s \times \rho = 0.0685 \times 25 \times 1 = 1.7125 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Alors : } F_p = 4 \times 0.8 \times 0.15 \times 1.7125 = 0.822 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Pas de calcul supérieur à faire.

### Conclusion

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique alors le calcul au séisme est inutile. Toutefois, comme le séisme agit dans les deux sens, il faut alors introduire une deuxième nappe d'armatures.

### III.2.7 LE FERRAILLAGE

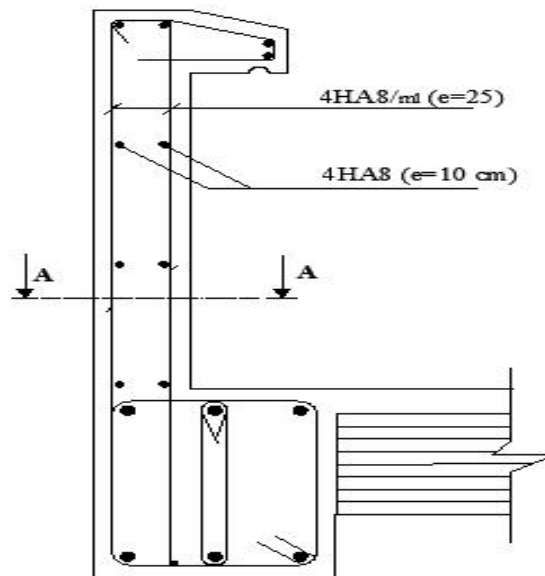


Figure III.1.4 Ferrailage de l'acrotère

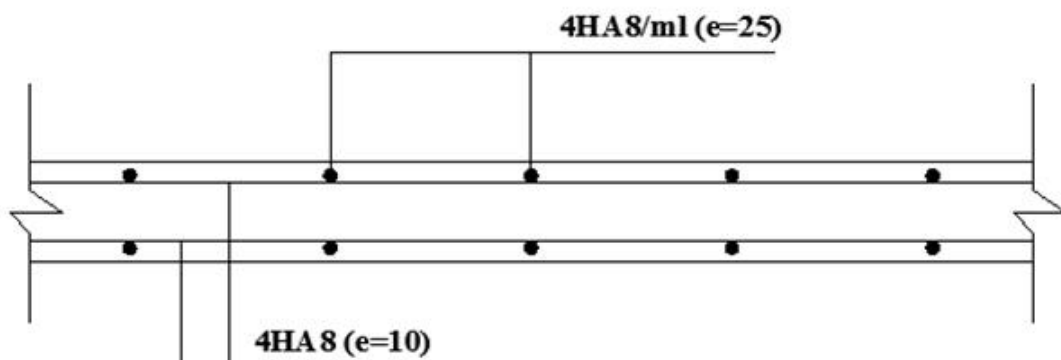


Figure III.1.5 Coupe A-A Ferrailage de l'acrotère.

### III.3 ÉTUDE DE PLANCHER

#### III.3.1 INTRODUCTION

Les planchers sont des aires généralement planes, destinés à limiter les étages, leurs fonctions principales peuvent être résumées en :

- Une fonction de résistance mécanique : ils doivent supporter les charges permanentes et les surcharges d'exploitations.
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée conjointement avec un faux plafond ou un revêtement de sol approprié.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- Plancher à corps creux,
- Plancher à dalle pleine.

Notre structure comporte des dalles à corps creux et des dalles pleines.

#### III.3.2 PLANCHER A CORPS CREUX

Les planchers à corps creux sont constitués de :

- Poutrelles préfabriquées qui sont disposées suivant la petite portée, elles assurent une fonction de portance, la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65 cm.
- Corps creux qui est utilisés comme coffrage perdu et qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique.
- Une dalle de compression en béton armé.

##### 1. Etude de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place ( $e_p = 4$  cm), armé d'un quadrillage de treillis soudés TL500.

Avec :  $f_e = 400$  MPa dont les mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

##### 2. Calcul des armatures

###### a. Les armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{F_e}$$

Avec : L : La distance entre axes des poutrelles ; (50 cm L 80 cm)

On prend : L = 65 cm

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 0.65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit :  $A_{\perp} = 6\emptyset 6 = 1.7 \text{ cm}^2$   $S_t = 15 \text{ cm}$

###### b. Les armatures parallèles aux poutrelles

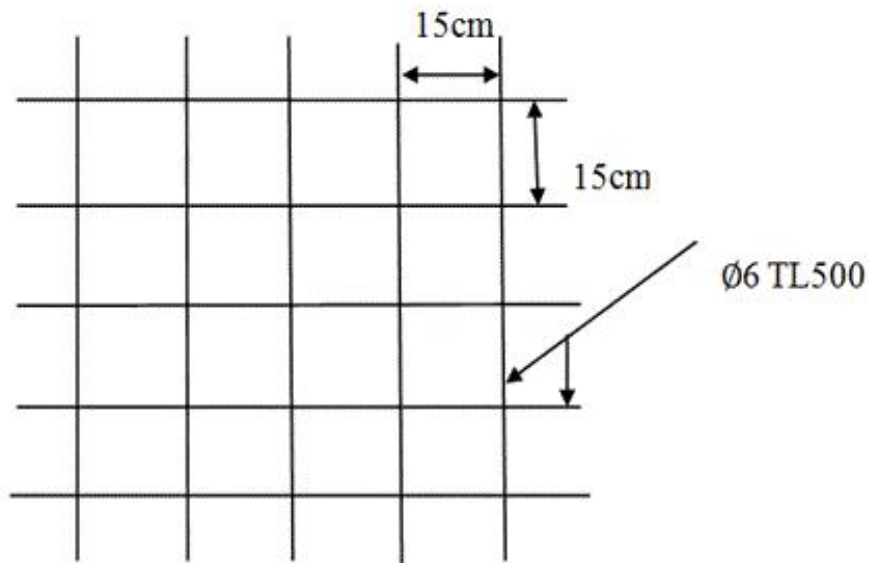
$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.70}{2} = 0.850 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit :  $A_{//} = 6\emptyset 6 = 1.70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  avec :  $e = \frac{100}{6} = 15 \text{ cm}$

Avec un espacement :  $e = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ .....Condition vérifiée

### Conclusion

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adoptera un treillis soudé de mailles.



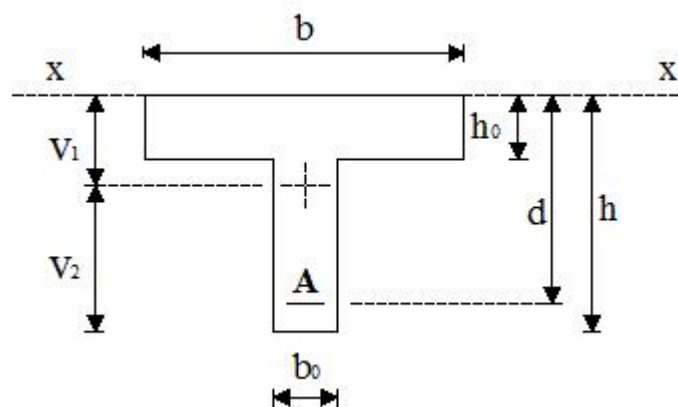
**Figure III.3.1** Treillis soudé (150x150) mm<sup>2</sup>

### III.3.3 CALCUL DE LA POUTRELLE

On s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité, c'est à dire celui qui support la plus grande charge d'exploitation. Elle se calcule comme une section en **T**.

Dans notre cas on s'intéresse au plancher de RDC. Les poutrelles sont uniformément chargées, elles seront calculées en deux étapes.

#### 1. Dimensionnement de la poutrelle



**Figure III.3.2** Schéma de la table de compression.

Avec :

$h$ : Hauteur du plancher. ( $h = (16+4) = 20$  cm)

$h_0$  : Epaisseur de la dalle de compression  $h_0 = 4$  cm

$b_0$  : Largeur de la nervure  $b_0 = 1$  cm

$b_1$  : Largeur des hourdis à prendre en compte de chaque coté de la nervure.

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

$L_0$ : Distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

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

$L$ : Portée libre de la plus grande travée,  $L = 4.20$  m

D'où :  $b_1 \leq (26.5 ; 45 ; 32) \Rightarrow b_1 = 26.5$  cm

Soit :  $2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 26.5 = 65$  cm Donc :  $b = 65$  cm

## 2. Le calcul se fera en deux étapes

- Avant le coulage de la dalle de compression.
- Après le coulage de la dalle de compression

### a. Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire de  $(12 \times 4 \text{ cm}^2)$  simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, la charge de la main d'œuvre et le poids de corps creux qui est de  $0.95 \text{ kN/m}^2$ .

- Poids propre :  $G_1 = 0.04 \times 0.12 \times 25 \times 0.12 \text{ kN/ml}$ .
- Poids de corps creux :  $G_2 = 0.95 \times 0.65 \times 0.62 \text{ kN/ml}$
- Surcharge de l'ouvrier :  $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

#### a.1 Ferrailage à l'ELU

Le calcul se fera pour la travée la plus longue en considérant la fissuration comme étant non préjudiciable.

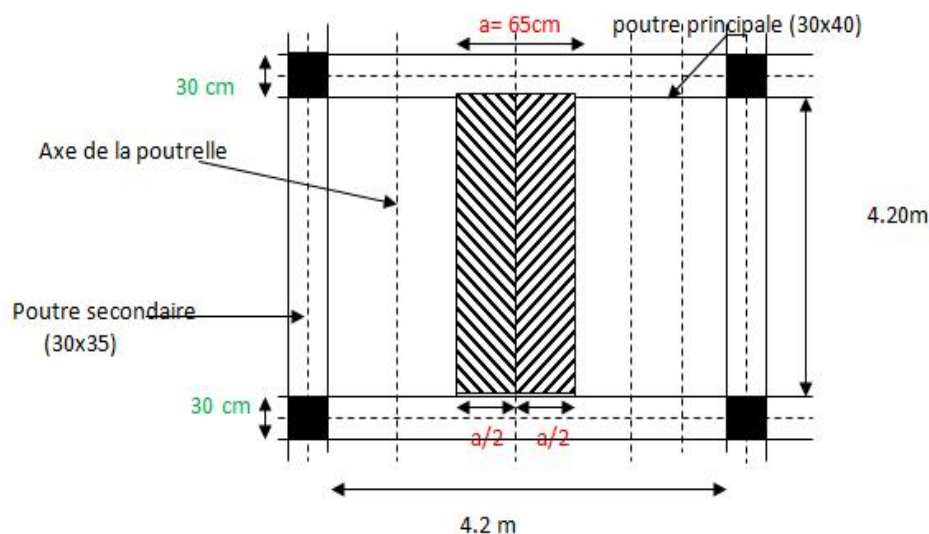


Figure III.3.3 Surface revenant aux poutrelles.

La combinaison de charges à considérer :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \text{ avec : } G = G_1 + G_2$$

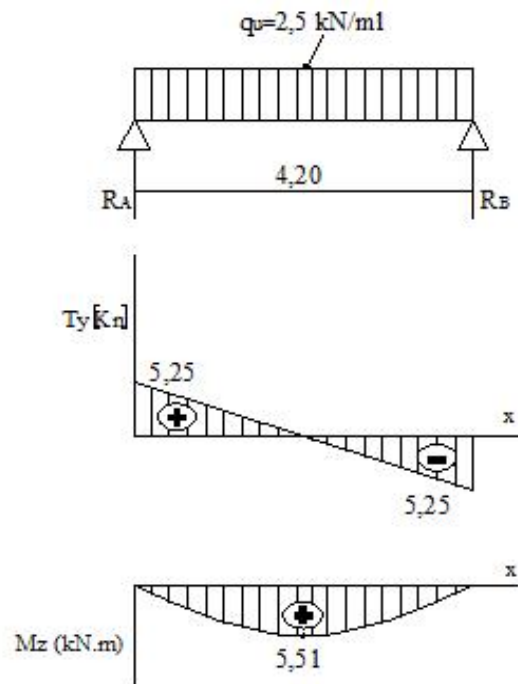
$$q_u = 1.35(0.12 + 0.62) + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ kN/ml}$$

- **Le moment maximal en travée**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times (4.2)^2}{8} = 5.51 \text{ KN.m}$$

- **L'effort tranchant maximal**

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2.5 \times 3.50}{2} = 5.25 \text{ KN}$$



**Figure III.3.4** Diagrammes des efforts internes de la poutrelle.

- **Calcul des armatures**

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

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.51 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 8.08$$

$$\mu_u = 8.084 > \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{la section est doublement armée.}$$

### Remarque

Comme la section de la poutrelle est faible ( $12 \times 4$ )  $\text{cm}^2$ , on ne peut pas placer deux nappes d'armatures (des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul). On prévoit alors des étais intermédiaires (des échafaudages) pour l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression de manière à ce que les armatures comprimées ne soient pas nécessaires.

▪ **Calcul du moment limite correspondant à une section simplement armée**

$$M_1 = \mu l b d^2 f_{bu}$$

$$M_1 = 0.551 \times 120 \times 20^2 \times 14.2 \times 10^{-6} = 0.375 \text{ kN.m}$$

Donc, la longueur maximale entre appuis pour avoir une section simplement armée donné par la formule suivante :

$$L_{\max} = \frac{\sqrt{8M_1}}{q_u} = \frac{\sqrt{8 \times 0.375 \times 10^4}}{2.50} = 69.28 \text{ cm}$$

**b. Après coulage de la dalle de compression**

La poutrelle sera calculée comme une poutre de section en T reposant sur plusieurs appuis.

Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets et les autres comme appuis simples. Les charges permanentes et les charges d'exploitation seront considérées comme étant uniformément réparties sur la longueur des poutrelles. Une poutrelle supportera les charges suivantes:

**b.1 Poids propre du plancher (étage courant)**

$$G = 5.43 \times 0.6 = 3.53 \text{ kN/mL}$$

**b.2 Charge d'exploitation**

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN/ml}$$

La charge de calcul sera donc :

➤ **A l'ELU**

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6.23 \text{ kN/ml}$$

➤ **A l'ELS**

$$q_s = G + Q = 4.51 \text{ kN/ml}$$

**III.3.4 CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL**

Les efforts internes dans les planchers sont déterminés à l'une des méthodes suivantes :

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

**1. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

Cette méthode s'applique aux planchers à surcharges d'exploitations modérées c'est le cas des constructions courantes (voir Art B.6.2, 201BAEL 91 modifié 99).

$$Q \leq \max \{2G ; 5\} \text{ kN/ml}$$

$$Q = 0.975 \text{ kN/ml} \leq \max \{(3 \times 3.53) = 7.06 ; 5\} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée.}$$

- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les travées successives.

- Cette condition est vérifiée car nous avons utilisé le même type de poutrelles.
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable (c'est le cas de nos dalles).
- Le rapport des portées successives des différentes travées compris entre 0.80 et 1.25 m

$$0.80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée A-B} \\ \text{Travée B-C} \end{array} \right. \quad 0.8 < \frac{4.20}{4.20} = 1.00 < 1.25 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée B-C} \\ \text{Travée C-D} \end{array} \right. \quad 0.8 < \frac{4.20}{4.20} = 1.00 < 1.25 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée C-D} \\ \text{Travée D-E} \end{array} \right. \quad 0.8 < \frac{4.20}{4.20} = 1.00 < 1.25 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion**

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

**2. Principe de la méthode forfaitaire**

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

**a.2 Exposé de la méthode forfaitaire**

Le rapport ( $\alpha$ ) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation :

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

Avec :

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

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

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 :

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

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3r}{2} M_0 \text{ dans une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3r}{2} M_0 \text{ dans une travée de rive}$$

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.

0.2 $M_0$  pour les poutres partiellement encastrees

0.3 $M_0$  pour appuis de rive.

### 3. Application de la méthode

$M_{01}, M_{02}, M_{03}, M_{04}, M_{05}, M_{06}$  : Moments isostatiques en travées

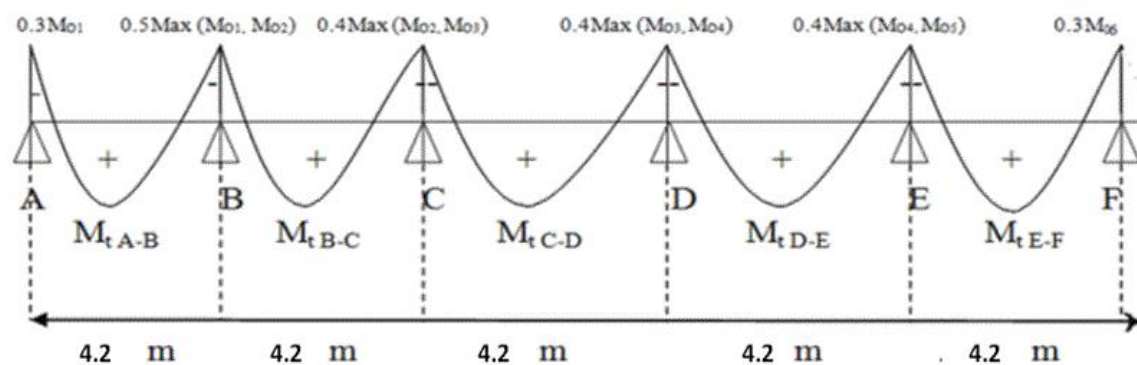


Figure III.3.4 Méthode forfaitaire

### III.3.5 CALCUL A L'ELU

#### 1. Charges et surcharges

Poids propre du plancher :  $G = 5.43 \times 0.65 = 3.53 \text{ kN/ml}$

Charge d'exploitation :  $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN/ml}$

#### a. Combinaison de charge à L'ELU

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 3.53 + 1.5 \times 0.975) = 6.23 \text{ kN/ml}$$

#### b. Calcul du rapport de charge

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.975}{0.975 + 3.53} = 0.216 \\ 1 + 0.3\alpha = 1 + 0.3 \times 0.216 = 1.065 \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} = \frac{1 + 0.3 \times 0.216}{2} = 0.532 \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.216}{2} = 0.632 \end{array} \right.$$

#### 2. Calcul des moments isostatiques

$$M_{01} = 6.23 \times \frac{4.20^2}{8} = 13.74 \text{ kN.m}$$

$$M_{02} = 6.23 \times \frac{4.20^2}{8} = 13.74 \text{ kN.m}$$

$$M_{03} = 13.74 \text{ kN.m}$$

$$M_{04} = 13.74 \text{ kN.m}$$

$$M_{05} = 13.74 \text{ kN.m}$$

#### 3. Calcul des moments aux appuis

$$M_A = 0.3M_{01} = 0.3 \times 13.74 = 4.122 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0.5M_{01} = 0.5 \times 13.74 = 6.870 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0.4M_{02} = 0.4 \times 13.74 = 5.496 \text{ kN.m}$$

$$M_D = 0.4M_{04} = 0.4 \times 13.74 = 5.496 \text{ kN.m}$$

$$M_E = 0.5M_{04} = 0.5 \times 13.74 = 6.870 \text{ kN.m}$$

$$M_F = 0.3M_{05} = 0.3 \times 13.74 = 4.122 \text{ kN.m}$$

Appuis	A	B	C	D	E	F
Moment[kN.m]	4.122	6.870	5.496	5.496	6.870	4.122

#### 4. Calcul des moments en travées

##### a. Étude de la travée de rive AB

$$M_{tAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \text{Max } 1 + 0.3\alpha M_{01}; 1.05 M_{01}$$

$$\Rightarrow M_{tAB} \geq 1.065 \times 13.74 - \frac{4.122 + 6.870}{2}$$

$$\Rightarrow M_{tAB} \geq 9.137 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{01} \Rightarrow M_{tAB} \geq 0,632 \times 13,74 \Rightarrow M_{tAB} \geq 8,684 \text{ KN.m}$$

On prend donc :  $M_{tAB} = 9,137 \text{ KN.m}$

### b. Étude de la travée intermédiaire BC

$$M_{tBC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \text{Max } 1 + 0,3\alpha M_{02}; 1,05 M_{02}$$

$$\Rightarrow M_{tBC} \geq 1,065 \times 13,74 - \frac{6,870 + 5,496}{2}$$

$$\Rightarrow M_{tBC} \geq 8,450 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{1,0+0,3\alpha}{2} M_{02} \Rightarrow M_{tBC} \geq 0,532 \times 13,74 \Rightarrow M_{tBC} \geq 7,310 \text{ kN.m}$$

On prend donc :  $M_{tBC} = 8,45 \text{ kN.m}$

### c. Étude de la travée intermédiaire CD

$$M_{tCD} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq \text{Max } 1 + 0,3\alpha M_{03}; 1,05 M_{03}$$

$$M_{tCD} \geq 1,065 \times 13,74 - \frac{5,496 + 5,496}{2}$$

$$M_{tCD} \geq 9,137 \text{ kN.m}$$

$$M_{tCD} \geq \frac{1,0+0,3\alpha}{2} M_{03} \Rightarrow M_{tCD} \geq 0,532 \times 13,74 \Rightarrow M_{tCD} \geq 7,310 \text{ kN.m}$$

On prend donc :  $M_{tCD} = 9,137 \text{ kN.m}$

### d. Étude de la travée intermédiaire DE

$$M_{tDE} + \frac{M_D + M_E}{2} \geq \text{Max } 1 + 0,3\alpha M_{04}; 1,05 M_{04}$$

$$M_{tDE} \geq 1,065 \times 13,74 - \frac{5,496 + 6,870}{2}$$

$$M_{tDE} \geq 8,450 \text{ kN.m}$$

$$M_{tDE} \geq \frac{1,0 + 0,3\alpha}{2} M_{04} \Rightarrow M_{tDE} \geq 0,532 \times 13,74 \Rightarrow M_{tBC} \geq 7,310 \text{ kN.m}$$

On prend donc :  $M_{tDE} = 8,450 \text{ kN.m}$

### e. Étude de la travée intermédiaire EF

$$M_{tEF} + \frac{M_E + M_F}{2} \geq \text{Max } 1 + 0,3\alpha M_{05}; 1,05 M_{05}$$

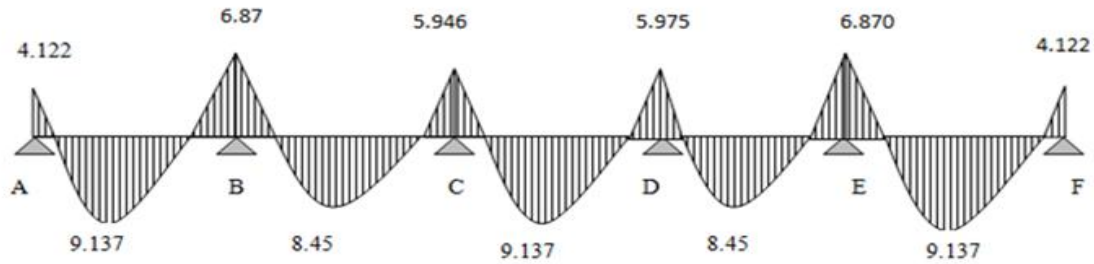
$$M_{tEF} \geq 1,065 \times 13,74 - \frac{6,870 + 4,122}{2}$$

$$M_{tEF} \geq 9,137 \text{ kN.m}$$

$$M_{tEF} \geq \frac{1,0 + 0,3\alpha}{2} M_{04} \Rightarrow M_{tEF} \geq 0,632 \times 13,74 \Rightarrow M_{tEF} \geq 8,684 \text{ KN.m}$$

On prend donc :  $M_{tEF} = 9,137 \text{ kN.m}$

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
<b>Moment [kN.m]</b>	9.137	8.45	9.137	8.45	9.137



**Figure III.3.5** Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

### 5. Calcul des efforts tranchants

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

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

Avec :

$$\theta(X = 0) = \frac{q_u L}{2}$$

$$\theta(X = l) = -\frac{q_u L}{2}$$

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

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

Avec :

$T(x)$  : effort tranchant sur appui.

$\theta(x)$  : Effort tranchant isostatique.

$M_i$  et  $M_{i+1}$  : moment  $i$ ,  $i+1$  respectivement en valeur algébrique.

$T_w$  : effort tranchant sur appuis gauche de la travée.

$T_e$  : effort tranchant sur appuis droit de la travée.

$L$  : longueur de la travée.

#### ▪ Travée AB

$$\begin{cases} T_A = \frac{6.23 \times 4.20}{2} + \frac{-4.122 + 6.870}{4.20} = 13.74 \text{ kN.} \\ T_B = -\frac{6.23 \times 4.20}{2} + \frac{-4.122 + 6.870}{4.20} = -12.43 \text{ kN.} \end{cases}$$

#### ▪ Travée BC

$$\begin{cases} T_B = \frac{6.23 \times 4.20}{2} + \frac{-6.870 + 5.946}{4.20} = 12.76 \text{ kN.} \\ T_C = -\frac{6.23 \times 4.20}{2} + \frac{-6.870 + 5.946}{4.20} = -13.41 \text{ kN.} \end{cases}$$

▪ Travée CD

$$\begin{cases} T_C = \frac{6.23 \times 4.20}{2} + \frac{-5.496 + 5.496}{4.20} = 13.08 \text{ kN.} \\ T_D = -\frac{6.23 \times 4.20}{2} + \frac{-5.496 + 5.496}{4.20} = -13.08 \text{ kN.} \end{cases}$$

▪ Travée DE

$$\begin{cases} T_D = \frac{6.23 \times 4.20}{2} + \frac{-5.496 + 6.870}{4.20} = 13.41 \text{ kN.} \\ T_E = -\frac{6.23 \times 4.20}{2} + \frac{-5.496 + 6.870}{4.20} = -12.76 \text{ kN.} \end{cases}$$

▪ Travée EF

$$\begin{cases} T_E = \frac{6.23 \times 4.20}{2} + \frac{-6.870 + 4.122}{4.20} = 12.43 \text{ kN.} \\ T_F = -\frac{6.23 \times 4.20}{2} + \frac{-6.870 + 4.122}{4.20} = -13.74 \text{ kN} \end{cases}$$

III.1 Tableau des résultats des efforts tranchants.

Travée	Effort tranchant [kN]
A-B	13.74
	-12.43
B-C	12.76
	-13.41
C-D	13.08
	-13.08
D-E	13.41
	-12.76
E-F	12.43
	-13.74

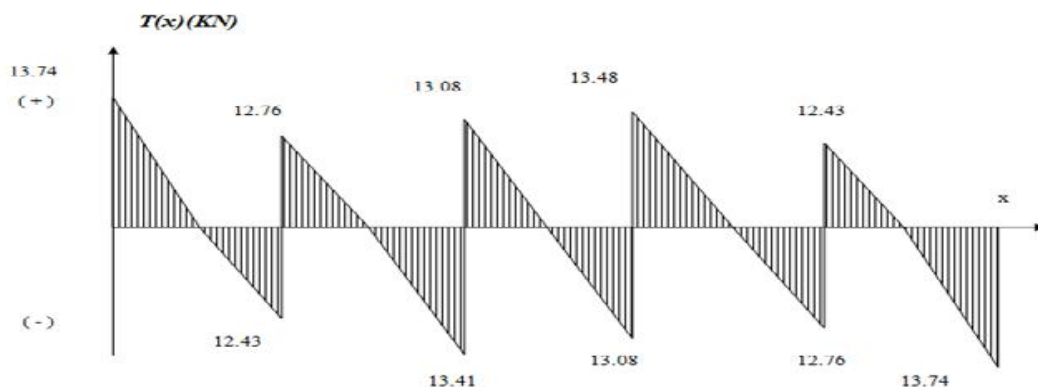


Figure III.3.6 Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

### III.3.6 FERRAILLAGE A L'ELU

#### 1. Armatures longitudinales

Le ferrailage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée.

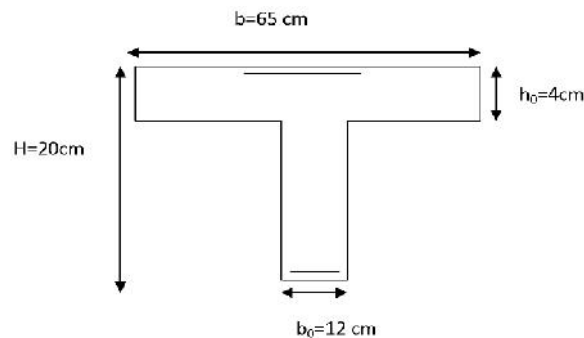


Figure III.3.7 Dimensions de la section en T

#### ▪ En travée

$$M_t = 9.137 \text{ KN m}$$

Le moment équilibré par la table

$$M_0 = F_{bc} \times b \times h_0 (d - 0.5h_0)$$

$$M_0 = 14.2 \cdot 10^3 \times 0.65 \times 0.04 \times (0.18 - 0.02)$$

$$M_0 = 59.072 \text{ KN.m} > M_t = 9.137 \text{ kN.m}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression, on aura à calculer une section rectangulaire ( $b \times h$ ) =  $(65 \times 20) \text{ cm}^2$ .

Calcul du  $\mu$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9.137 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.0306 < 0.392$$

$\mu = 0.0306$  et  $\beta = 0.985$  La section est simplement armée

$$A_t = \frac{M_t}{s \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9.137 \times 10^3}{0.985 \times 18 \times 348} = 1.48 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$

#### ▪ Aux appuis

La table se trouve dans la partie tendue, donc nous avons à considérer une section rectangulaire de  $(12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$M_{a \max} = 6.870 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a \max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6.870 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.124 < 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0.124 \text{ et } \beta = 0.934$$

$$A_a = \frac{6.870 \times 10^3}{0.934 \times 18 \times 348} = 1.174 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

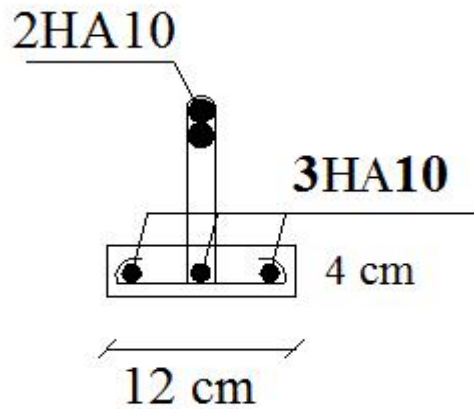


Figure III.3.8 ferrailage des poutrelles.

### III.3.7 VERIFICATION A L'ELU

#### 1. Condition de non fragilité

##### ▪ Aux appuis

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0.260 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{calculée}} = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

##### ▪ En travée

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{r28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{calculée}} = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

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

$$T_u^{\max} = 13.74 \text{ kN} ; \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \cdot d}$$

$$\dagger_u = \frac{13.74 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.636 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \cdot f_{c28}}{x_b}; 5 \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

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

### 3. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

Avec :  $U_i$  le périmètre des barres

$$\tau_{se} = \frac{13.74 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 12 \times f} = 2.25 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \alpha_s \cdot f_{t28}$$

$$\alpha_s = 1.5 \text{ Pour les aciers HA}$$

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

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée, Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.}$

### 4. Ancrage des barres

Les barres rectilignes de diamètre  $\phi$  et de limite élastique  $f_e$  sont ancrées sur une longueur :

$$l_s = \frac{W \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}}, \quad l_s = \text{longueur de scellement droit}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.25} = 53.33 \text{ cm}$$

Les règles de (article. A.6.1BAEL 91) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à  $0.4 l_s$  pour les aciers H.

$$l_s = 0.4 \times 53.33 = 21.33 \text{ cm}$$

### 5. Armatures transversales

Leurs diamètres sont donnés par l'article ; Art A.7 .2.12 BAEL 91

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; 12; \frac{12}{10} \right\} = 0.57 \text{ cm}$$

On prend  $\phi = 8 \text{ mm}$

La section des armatures transversales

On choisira un cadre de  $\phi 8$  ;  $A_t = T6 = 1.01 \text{ cm}^2$

### 6. Espacement des armatures

L'espacement est donné par l'article (Art A. 5 .1 BAEL 91)

$$St = \min (St1; St2; St3)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} St1 \leq \min \{0.9 d; 40 \text{ cm}\} = 16.2 \text{ cm} \\ St2 \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0.4} = \frac{0.57 \times 235}{12 \times 0.4} = 27.91 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$St = \min (St1, St2)$$

Donc:  $St = 15 \text{ cm}$

### III.3.8 A L'ELS

Les états limites de service sont définies compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leurs sont relatives sont:

- Etat limite de résistance de béton en compression,
- Etat limite de déformation,
- Etat limite d'ouvertures des fissures.

#### 1. Calcul des moments isostatique

$$\left\{ \begin{array}{l} q_s = Q + G, q_u = 6.23 \text{ KN/ml} \\ q_s = G + Q = 5.43 \times 0.65 + 1.5 \times 0.65 = 4.50 \text{ KN/ml} \\ \frac{q_s}{q_u} = \frac{4.5}{6.23} = 0.722 \end{array} \right.$$

$$M_{01} = \frac{q_s \times l_{AB}^2}{8} = \frac{4.50 \times 4.20^2}{8} = 9.92 \text{ KN. m}$$

$$M_{02} = \frac{q_s \times l_{BC}^2}{8} = \frac{4.50 \times 4.20^2}{8} = 9.92 \text{ KN. m}$$

$$M_{03} = 9.92 \text{ KN. m}$$

$$M_{04} = 9.92 \text{ KN. m}$$

$$M_{05} = 9.92 \text{ KN. m}$$

#### 2. Calcul des Moments aux appuis

$$M_A = 0.3 \times M_{01} = 0.30 \times 9.92 = 2.98 \text{ KN. m}$$

$$M_B = 0.5 \text{ Max } (M_{01}; M_{02}) = 0.5 \times 9.92 = 4.96 \text{ KN. m}$$

$$M_C = 0.30 M_{02} = 0.4 \times 9.92 = 3.97 \text{ KN. m}$$

$$M_D = 3.97 \text{ KN. m}$$

$$M_E = 4.96 \text{ KN. m}$$

$$M_F = 2.98 \text{ KN. m}$$

<b>Appuis</b>	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>	<b>E</b>	<b>F</b>
<b>Moment (KNm)</b>	2.98	4.96	3.97	3.97	4.96	2.98

### 3. Calcul des moments en travées

#### a. Travée de rive AB

$$M_{tAB} = 9.137 \times 0.72 = 6.59 \text{ kN.m}$$

#### b. Travée intermédiaire BC

$$M_{tBC} = 8.45 \times 0.72 = 6.10 \text{ kN.m}$$

#### c. Travée intermédiaire CD

$$M_{tCD} = 9.137 \times 0.7 = 6.59 \text{ kN.m}$$

#### e. Travée intermédiaire DE

$$M_{tBC} = 8.45 \times 0.72 = 6.10 \text{ kN.m}$$

#### f. Travée intermédiaire EF

$$M_{tCD} = 9.137 \times 0.7 = 6.59 \text{ kN.m}$$

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
<b>Moment[kN.m]</b>	6.59	6.10	6.59	6.10	6.59

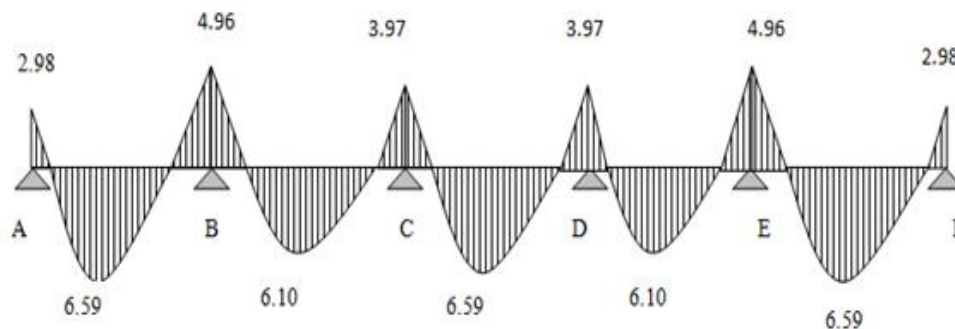


Figure III.3.9 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

### 4. Calcul des efforts tranchants

#### ▪ Travée AB

$$\begin{cases} T_A = 13.74 \times 0.72 = 9.89 \text{ kN.} \\ T_B = - 12.43 \times 0.72 = - 8.95 \text{ kN.} \end{cases}$$

#### ▪ Travée BC

$$\begin{cases} T_B = 12.76 \times 0.72 = 9.19 \text{ kN.} \\ T_C = -13.41 \times 0.72 = - 9.65 \text{ kN.} \end{cases}$$

- **Travée CD**

$$\begin{cases} T_C = 13.08 \times 0.72 = 9.42 \text{ kN.} \\ T_D = -13.08 \times 0.72 = -9.42 \text{ kN.} \end{cases}$$

- **Travée DE**

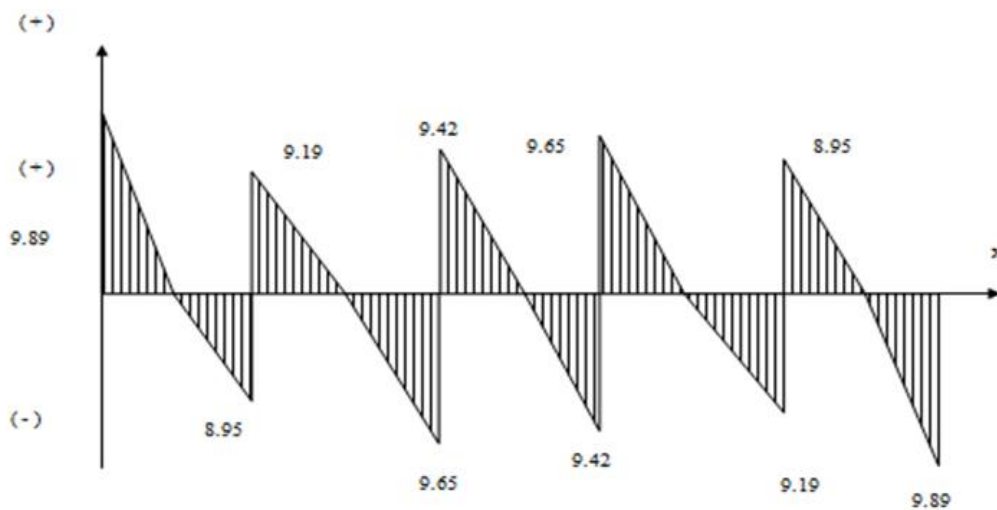
$$\begin{cases} T_D = 13.41 \times 0.72 = 9.65 \text{ kN.} \\ T_E = -12.76 \times 0.72 = -9.19 \text{ kN.} \end{cases}$$

- **Travée EF**

$$\begin{cases} T_E = 12.43 \times 0.72 = 8.95 \text{ kN.} \\ T_F = -13.74 \times 0.72 = -9.89 \text{ kN.} \end{cases}$$

**Tableau III.2** Les résultats des efforts tranchants.

Travée	Effort tranchant [kN]
A-B	9.89
	-8.95
B-C	9.19
	-9.65
C-D	9.42
	-9.42
D-E	9.65
	-9.19
E-F	8.95
	-9.89



**Figure III.3.10** Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS.

### III.3.9 Vérification de la résistance à la compression du béton (Art A.4.5.2 BAEL91)

#### 1. En travée

##### ▪ Contrainte dans l'acier

On doit vérifier si :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_1 \% = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{2.36}{65 \times 18} \times 100 = 0.2$$

$$\rho_1 = 0.2 \quad K_1 = 53.49 \quad \text{et} \quad \rho_1 = 0.927$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6.59 \times 10^3}{0.927 \times 18 \times 2.36} = 167.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 167.35 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

##### ▪ Contrainte dans le béton

On doit s'assurer que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{167.35}{53.49} = 3.13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.13 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

#### 2. Aux appuis

##### ▪ Contrainte dans l'acier

$$\rho_1 \% = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{1.57}{12 \times 18} \times 100 = 0.727$$

$$\rho_1 = 1.05, K_1 = 25.48 \quad \text{et} \quad \rho_1 = 0.877$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4.96 \times 10^3}{0.877 \times 18 \times 1.57} = 200.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 200.12 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

##### ▪ Contrainte dans le béton

On doit donc s'assurer que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{200.12}{25.48} = 7.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.85 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

### III.3.10 VERIFICATION DE LA FLECHE (Art B.6.8.424 BAEL91)

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Lorsque il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes

- 1)  $\frac{h}{L} = \frac{1}{22.5}$
- 2)  $\frac{A_s}{b_0 \times d} < \frac{3.6}{f_e}$
- 3)  $\frac{h}{L} = \frac{M_t}{15M_0}$

Dans notre cas :

- 1)  $\frac{h}{L} = \frac{20}{420} = 0.048$      $\frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.
- 2)  $\frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.011 > \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots$  Conditon non vérifiée.
- 3)  $\frac{h}{L} = \frac{20}{420} = 0.048$      $\frac{6.59}{15 \times 9.92} = 0.044 \dots \dots \dots$  Condition non vérifiée.

**1. Calcul de la flèche**

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \quad f = \frac{L}{500} = \frac{420}{500} = 0.84$$

Avec : f : Flèche admissible.

$E_v$  : Module de déformation différée, tel que :

$$E_v = 3700^3 \overline{f_{c28}} = 3700^3 \overline{25} = 10818,87$$

$I_{fv}$  : Moment d'inertie fictive totale de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section, tel que :

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu + \lambda_v}$$

$I_0$  : Moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section.

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

$$v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3 \times b_0}{b}) \times \rho}$$

: Rapport des aciers tendus d'une section utile de la nervure.

**2. Calcul des différents paramètres**

$$I_0 = \frac{b_0 y_1^3 + y_2^3}{3} + b - b_0 h_0 \frac{h_0^2}{12} + y_1 - \frac{h_0}{2}^2 + n \times A_{st} y_2 - c^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \text{ , avec } B_0 : \text{ section homogénéisée.}$$

$$y_1 = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + b - b_0 \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_{st} \times d}{b_0 h + b - b_0 h_0 + 15 A_{st}}$$

$$y_1 = \frac{12 \times \frac{20^2}{2} + 65 - 12 \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.36 \times 18}{12 \times 20 + 65 - 12 \times 4 + 15 \times 2.36} = \frac{3461.2}{487.4} = 7.10 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.10 = 12.90 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{12 \times 7.10^3 + 12.90^3}{3} + 65 - 12 \times 4 \times \frac{4^2}{12} + 7.10 - \frac{4}{2}^2 + 15 \times 235 \times 12.90 - 2^2 \mu$$

$$I_0 = 20003.24 \text{ cm}^4$$

▪ Calcul des coefficients

$$\begin{aligned} &= \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.0109 = 0.9814 \\ \sigma_{st} &= \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4.96 \times 10^3}{0.9814 \times 18 \times 2.36} = 118.97 \text{ MPa} \\ \nu &= \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3l_0}{d}) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{2 + \frac{3 \times 12}{65} \times 1.09} = 0.015 \\ \mu &= 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0109 \times 118.97 + 2.1} = 0.33 \\ I_{fv} &= \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_\nu)} = \frac{1.1 \times 20003.24}{1 + (0.33 \times 0.015)} = 21992.78 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

D'où la flèche :

$$\begin{aligned} \bar{f} &= \frac{M_{tAB} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{4.96 \times (4.2)^2 \times 10^5}{10 \times 10818.87 \times 21992.78} = 0.00367 \text{ m} \\ f &= 0.367 \text{ cm} < f = 0.84 \text{ cm} \dots \text{ Condition vérifiée} \\ \frac{h}{L} &= \frac{M_t}{15M_0} \\ M_0 &= \frac{q_s L^2}{8} = \frac{4.5 \times 4.2^2}{8} = 9.92 \text{ KN} \\ M_t &= 4.96 \text{ kN} \\ \frac{20}{420} &= 0.048 \quad \frac{4.96}{15 \times 9.92} = 0.033 \text{ Condition vérifiée} \end{aligned}$$

Après toutes les vérifications, on a opté pour le ferrailage suivant.

▪ Armatures longitudinales

- Aux appuis :  $A_a = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$
- Aux travées :  $A_t = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$

▪ Armatures transversales

2HA6=0.57 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 15 cm (1 étrier en 2T6 tous les 15 cm).

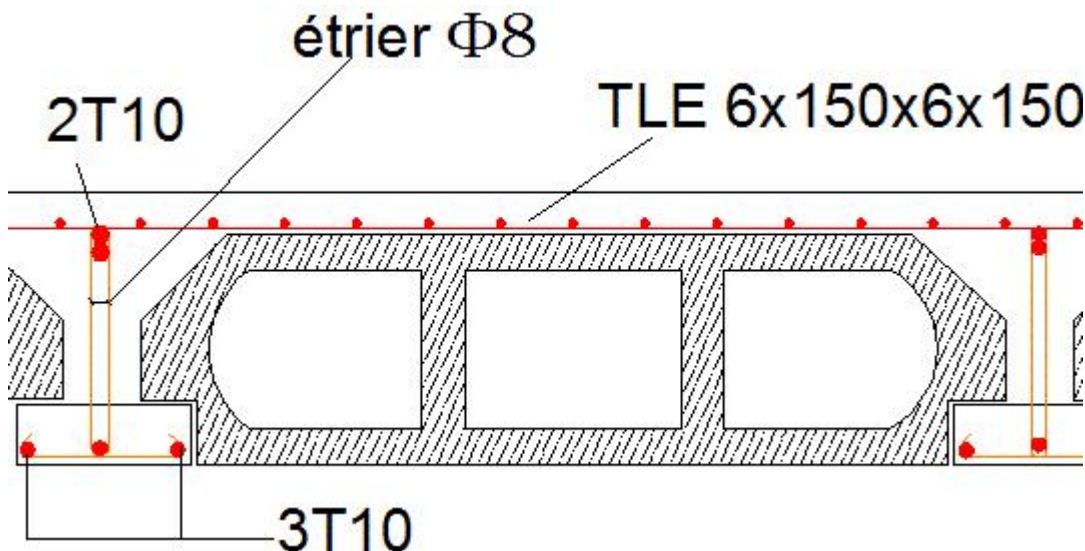
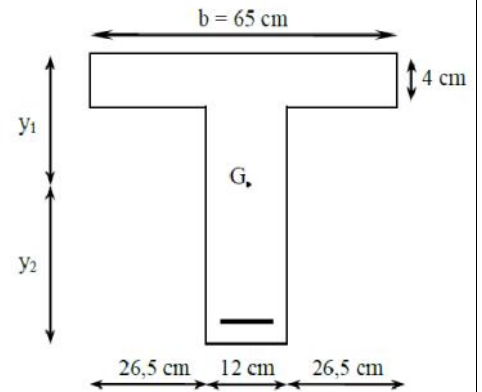


Figure III.3.11 Plan de ferrailage de plancher en corps creux.

### III.4 ETUDE DES BALCONS

#### III.4.1 LES BALCONS

Les balcons sont calculés comme une console encastrée dans le plancher, il est soumis à une charge permanente  $G$ , au poids propre du garde-corps et à une charge d'exploitation horizontale  $Q$  due à la main courante qui engendre un moment  $M_q$  dans la section d'encastrement.

Calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m dont la section est soumise à la flexion simple. Le schéma statique est montré dans la figure suivante :

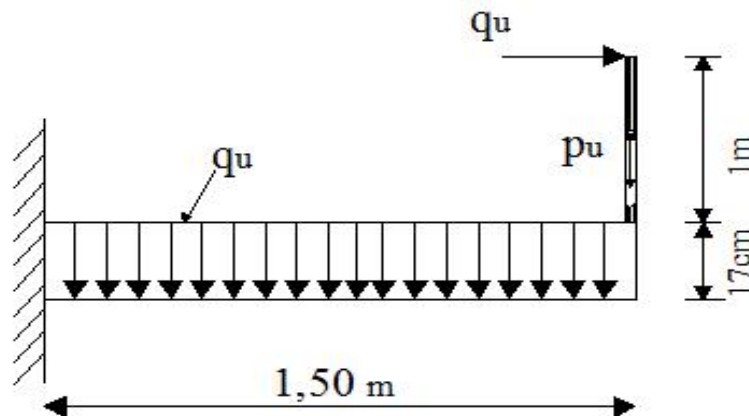


Figure III.4.1 Schéma statique de balcon.

#### III.4.2 DIMENSIONNEMENT DU BALCON

##### 1. EPAISSEUR DE BALCON

$$e_p = \frac{L}{10} \quad L = 1.70 \text{ m étant la largeur du balcon}$$

$$e_p = \frac{170}{10} = 17.0 \text{ cm Soit : } e_p = 17 \text{ cm}$$

##### 2. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Charge permanente totale :  $G = 5.14 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots$  chapitre II

##### a. Détermination des charges

- $G$  : charges permanentes  $G = 5.14 \text{ KN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 5.14 \text{ KN/ml}$ .
- $Q$  : charges d'exploitations : (Art 7.1, DTR B.C 2.2)  $Q = 3.5 \text{ KN/ml}$

##### b. Charge concentrée

- Charge due à la main courante :  $Q_1 = 1 \text{ kN/ml}$ .
- Poids propre de garde-corps  $g = 1.3 \text{ KN/ml}$ .

##### c. Les combinaisons de charge

###### ▪ ELU

La combinaison est :  $q_u = 1.35G + 1.5Q$

- Pour la dalle  
 $q_{u1} = (1.35 G + 1.5 Q) = (1.35 \times 5.14 + 1.5 \times 3.5) = 12.19 \text{ kN/ml.}$
- Main courante  
 $q_{u2} = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN/ml.}$
- Garde-corps  
 $q_{u3} = 1.35 G = 1.35 \times 1.3 = 1.75 \text{ kN/ml}$

#### ▪ ELS

La combinaison est :  $q_s = G + Q$

- Pour la dalle  
 $q_{s1} = 5.14 + 3.5 = 8.64 \text{ kN/ml.}$
- Main courante  
 $q_{s2} = 1 \text{ kN/ml.}$
- Garde-corps  
 $q_{s3} = 1 \text{ kN/ml.}$

### III.4.3 CALCUL DU MOMENT SOLLICITANT

#### ▪ L'ELU

Moment dû à la charge  $q_u$  :  $M_1 = q_u \frac{l^2}{2} = 12.19 \frac{1.70^2}{2} = 17.61 \text{ kN.m}$

Moment dû au poids propre garde-corps :  $M_2 = q_{u3} \times L = 1.75 \times 1.70 = 2.97 \text{ kN.m}$

Moment dû à la main courante :  $M_3 = q_{u2} \times H = 1 \times 1.2 = 1.2 \text{ kN.m}$

Moment total:  $M_u = M_1 + M_2 + M_3 = 21.78 \text{ kN.m}$

#### ▪ L'ELS

Moment dû à la charge  $q_s$  :  $M_1 = q_s \frac{l^2}{2} = 8.64 \frac{1.70^2}{2} = 12.48 \text{ kN.m}$

Moment dû au poids du garde-corps :  $M_2 = q_{s1} \times L = 1 \times 1.70 = 1.70 \text{ kN.m}$

Moment dû à la main courante :  $M_3 = q_{s3} \times H = 1 \times 1 = 1 \text{ kN.m}$

Moment total:  $M_s = M_1 + M_2 + M_3 = 15.18 \text{ kN.m}$

### III.4.4 FERRAILLAGE A L'ELU

#### 1. LES ARMATURES PRINCIPALES

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$c = 3 \text{ cm} ; d = 14 \text{ cm}$$

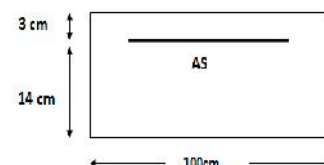
$$\mu_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{21.78 \times 10^3}{100 \times 14^2 \times 14.2} = 0.078 < 0.392 \text{ Section simplement armée } \beta = 0.959$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{21.78 \times 10^3}{0.959 \times 14 \times 348} = 4.66 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA10 = 4.71 cm<sup>2</sup>** avec un espacement  $S_t = 18 \text{ cm}$

#### 2. LES ARMATURES DE REPARTITION

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.18 \text{ cm}^2$$



Soit :  $6HA8=3.02 \text{ cm}^2$  avec un espacement de  $S_t = 25 \text{ cm}$

### III.4.5 VERIFICATIONS A ELU

#### 1. La condition de non fragilité :(Art. A.4.21, BAEL91)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 14 \times 2.1}{400} = 1.69 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.69 \text{ cm}^2 < A = 4.71 \text{ cm}^2, \text{ Condition vérifiée}$$

#### 2. Vérification de l'espacement des barres

##### ▪ Pour les armatures principales

$$S_{t\max} \leq \min 3h; 33 \text{ cm} = \min 51; 33 \text{ cm} = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 18 \text{ cm} < 33 \text{ cm}, \text{ Condition vérifiée}$$

##### ▪ Pour les armatures de répartition

$$S_{t\max} \leq \min 4h; 45 \text{ cm} = \min 68; 45 \text{ cm} = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}, \text{ Condition vérifiée}$$

#### 3. Vérification aux cisaillements

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$V_u = q_{u1} \times + q_{u2} + q_{u3} = 12.19 \times 1.70 + 1.75 + 1 = 23.47 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{23.47 \times 10^3}{1000 \times 140} = 0.168 \text{ MPa}$$

Pour la fissuration non préjudiciable.

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left( 0.2 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.168 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{ condition vérifiée.}$$

#### 4. Vérification de l'entraînement des barres (ART. A.6.1.3, BAEL91)

$$\tau_{se} \leq \tau_{se} = \Psi s f_{t28} \quad \text{Avec : } \Psi s = 1.5 \quad \text{pour les aciers HA} \quad \dagger_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \Sigma U_i} \quad \text{avec } \Sigma U_i : \text{ somme des périmètres utiles des armatures d'appuis}$$

$$\Sigma U_i = f n 10 = 3.14 \times 6 \times 10 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\dagger_{se} = \frac{23.47 \times 10^3}{0.9 \times 140 \times 150.7} = 1.236 \text{ MPa}$$

$$\dagger_{se} = 1.236 < 3.15 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas le risque d'entraînement des barres.

### 5. Vérification de la longueur de scellement droit

$$l_s = \frac{W \times f_e}{4 \times \overline{f}_s} \quad \text{avec } \overline{f}_s = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 352.73 \text{ mm}$$

Avec  $l_s = 35.3 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$  (La largeur de la poutre secondaire) dans laquelle elle sera ancrée, donc on optera pour des armatures avec crochets.

Soit des crochets de longueur :

$$a = 0.4 l_s = 0.4 \times 35.3 = 14.12 \text{ cm} \quad (\text{Art .A.6.1, 253 BAEL91 modifiée99})$$

#### a. Influence sur le béton

On doit vérifier que :

$$\frac{2 \times V_u^{\max}}{b \times a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\chi_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9 d b}{\chi_b}$$

$$V_u^{\max} = 23.47 \leq \frac{0.4 \times 25 \times 10^2 \times 0.9 \times 14 \times 100}{1.5} = 840 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 23.47 < 840 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

### III.4.6 VERIFICATION A L'ELS

#### 1. Etat limite de compression de béton

##### a. Acier

Nous avons  $M_s = 15.18 \text{ kN.m}$

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{bd} = \frac{100 \times 4.71}{100 \times 14} = 0.336 \rightarrow \{ \beta_1 = 0.910 ; K_1 = 40.35 \}$$

$$\sigma_s = \frac{15.18 \times 10^3}{0.910 \times 14 \times 4.71} = 252.98 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

##### c. Béton

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{1}{40.35} \times 25298 = 6.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.27 < 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

### III.4.7 VERIFICATION DE LA FLECHE

#### 1. Vérification a l'état limite de déformation (ART B.6.8, 424BAEL 91)

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont réunies :

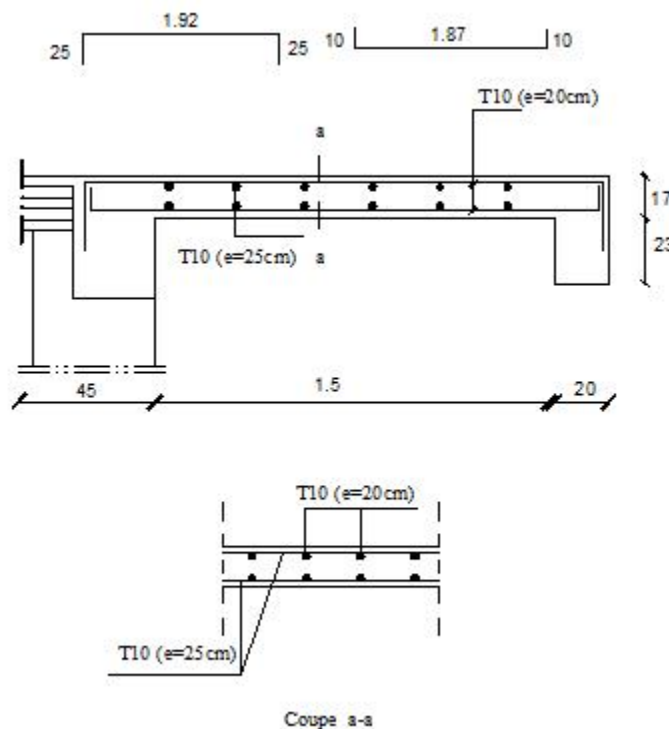
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10 \times M_u} \\ \frac{h}{l} = \frac{17}{170} = 0.10 \text{ et } \frac{M_s}{10 \times M_u} = \frac{15.18}{10 \times 21.78} = 0.0696 \\ 0.10 > 0.0696 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{A_t}{bd} = \frac{4.71}{100 \times 14} = 0.00336 \text{ et } \frac{4.2}{400} = 0.0105 \\ 0.00336 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} = \frac{17}{170} = 0.10 \text{ et } \frac{1}{16} = 0.0626 \\ 0.10 > 0.0626 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

**III.4.8 CONCLUSION**

Toutes les conditions sont réunies, donc on peut se dispenser de la vérification de la flèche.



**Figure III.4.2** Ferrailage de balcon.

### III.5 ETUDE DE LA POUTRE DE CHAINAGE

C'est une poutre qui se pose sur deux appuis semi encastrés à ses extrémités aux balcons à plancher en corps creux, elle supporte en plus de son poids propre celui de la cloison extérieure.

#### III.5.1 PRE DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

- Hauteur :  $\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$
- Largeur :  $0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$

Avec :

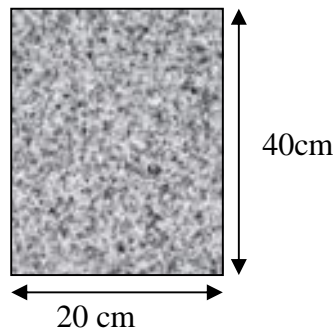
$L = 420$  cm la longueur libre entre nus d'appuis.

La hauteur :  $\frac{420}{15} \leq h_t \leq \frac{420}{10}$   $28 \leq h_t \leq 42$

On opte pour une hauteur de  $h = 40$  cm

Condition du RPA la valeur minimale pour la hauteur est de 25 cm

La largeur  $0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35$ ,  $14 \leq b \leq 24.5$  on opte pour une largeur de  $b = 20$  cm



**Figure III.5.1** Coupe transversal de la poutre.

#### III.5.2 DETERMINATION DES SOLLICITATIONS

- Poids propre de la poutre

$$G_1 = 0.20 \times 0.4 \times 25 = 2 \text{ KN/ml}$$

- Poids du mur double cloison

$$G_2 = 2.81 \times (3.06 - 0.40) = 7.47 \text{ KN/ml}$$

- Poids du plancher (plancher de balcon en corps creux)

$$G_3 = 5.43 \times 0.65 / 2 = 1.76 \text{ kN/ml}$$

- Poids total:

$$G_t = 11.23 \text{ KN/m}$$

**1. Surcharge d'exploitation**

$$Q = 1.5 \times 0.65 / 2 = 0.487 \text{ kN/ml}$$

**2. Combinaison des charges****- ELU**

La combinaison est :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 11.23 + 1.5 \times 0.487 = 15.89 \text{ kN/ml}$$

**- ELS**

La combinaison est :

$$q_s = G + Q = 11.23 + 0.487 = 11.72 \text{ kN/ml}$$

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée sur deux appuis.

**III.5.3 CALCUL DES EFFORTS INTERNES****1. Calcul des réactions d'appuis**

$$R_A = R_B = \frac{Lq_u}{2}$$

$$R_A = R_B = \frac{15.89 \times 4.2}{2} = 33.34 \text{ kN}$$

**2. Calcul des moments**

Pour le calcul des moments dans les poutres S semis encastées, on tiendra compte des coefficients d'ajustement.

**a. En travées**

$$M_t = 0.85 \times \frac{15.89 \times 4.2^2}{8} = 29.78 \text{ kN.m}$$

**b. Aux appuis**

$$M_a = -0.3 \times \frac{15.89 \times 4.2^2}{8} = -10.51 \text{ kN.m}$$

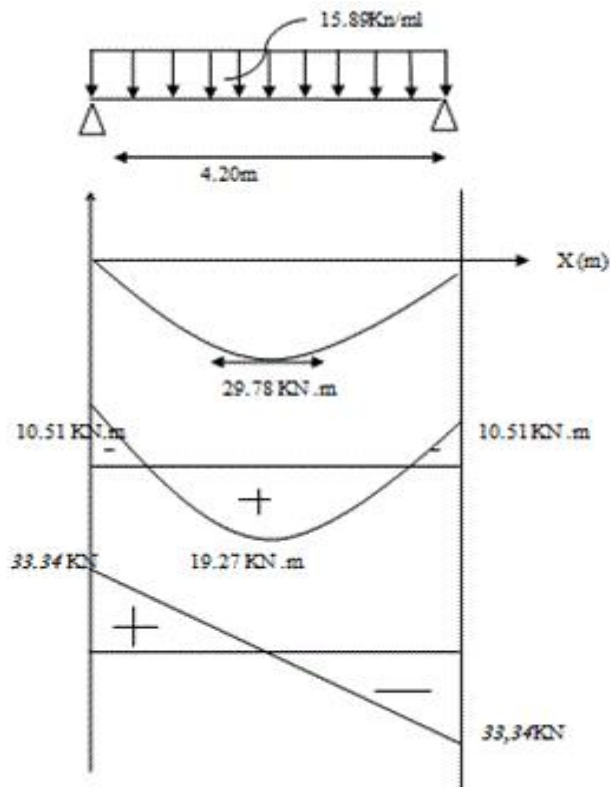


Figure III.5.2 Diagramme des efforts interne à l'ELU

### III.5.4 LE FERRAILLAGE

#### 1. En travée

$$\mu = \frac{M_u^t}{bf_{bc}d^2}$$

$$\mu = \frac{29.78 \times 10^3}{20 \times 14.2 \times 38^2} = 0.0726 < 0.392 \quad (\text{S.S.A})$$

$$\mu_b = 0.0726 \quad \text{et} \quad \beta = 0.963$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_t = \frac{29.78 \times 10^3}{0.963 \times 38 \times 348} = 2.34 \text{ cm}^2 \quad A_t = 2.34 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } 3\text{HA}12 = A_t = 3.39 \text{ cm}^2$$

#### 2. Aux appuis

$$\mu = \frac{M_u^a}{bf_{bc}d^2}$$

$$\mu = \frac{10.51 \times 10^3}{20 \times 14.2 \times 38^2} = 0.0256 < 0.392 \quad (\text{S. S. A})$$

$$\mu = 0.0256 \quad \text{et} \quad \beta = 0.987$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_a = \frac{10.51 \times 10^3}{0.987 \times 38 \times 348} = 0.805 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0.805 \text{ cm}^2$$

Soit :  $2HA10 = A_a = 1.57 \text{ cm}^2$

### III.5.5 VERIFICATION DU NON FRAGILITE DU BETON (Art A 4.2.1 / BAEL 91 modifie 99)

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 20 \times 38 \times \frac{2.1}{400} = 0.676 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.676 \text{ cm}^2 < A_t = 1.57 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

#### 1. Vérification au cisaillement

Il faut vérifier que :  $\bar{\tau}_u < \tau_u$

$$\tau_u = \frac{T_U}{b \cdot d} \quad \text{avec : } T_U = 33.34 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{33.34}{0.20 \times 0.38} = 438.68 \text{ kN/m}^2 = 0.438 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \left\{ \min 3.3 ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.3 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = 3.3 \text{ MPa}, \bar{\tau}_u < \tau_u \\ \tau_u = 0.438 \text{ MPa}, \text{ Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### 2. Vérification de l'influence de l'effort tranchant

##### ▪ Influence sur les aciers

Il faut vérifier que

$$A_a \geq \frac{s \times (V_u + \frac{M_u}{a})}{f_e}$$

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

$M_u$  : Moment fléchissant aux appuis.

$$a = 0.9 \times d$$

$$A \geq \frac{1.15 \times (33.34 + \frac{-10.51}{0.9 \times 0.38})}{400} = 0.0075 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.36 \text{ cm}^2 > 0.0075 \text{ cm}^2, \text{ Condition vérifiée}$$

##### ▪ Influence sur les aciers

On doit vérifier que

$$\frac{2 \times V_u^{\max}}{b \times a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow V_u^{\max} \leq \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9 \times d \times b}{\gamma_b}$$

$$V_u^{\max} = 33.34 \text{ kN} \leq \frac{0.4 \times 0.2 \times 0.9 \times 0.38 \times 2500}{1.5} = 456 \text{ kN}$$

$$V_u^{\max} = 33.34 < 456 \text{ kN} \text{ Condition vérifiée.}$$

On constate que l'effort tranchant  $V_u$  n'as pas d'influence sur les armatures inferieures.

### 3. Vérification de l'entraînement des barres (Art. A.6.1.3/ BAEL91)

$$\bar{f}_{se} \leq f_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

Avec :

$$\Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers HA} ; \bar{f}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\bar{f}_{se} = \frac{V_u}{0.9 d U_i} \quad \text{avec } \Sigma U_i : \text{somme des perimetre utiles des armatures d'appuis}$$

$$\Sigma U_i = f n l_0 = 3.14 \times 3 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$f_{se} = \frac{33.34 \times 10^3}{0.9 \times 380 \times 113.04} = 0.863 \text{ MPa}$$

$$f_{se} = 0.863 \text{ Mpa} < \bar{f}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

### 4. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (Art a.6.1, 3BAEL99)

#### a. Calcul des ancrages des barres (Art A.6.1, BAEL 91 modifié 99)

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{c28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4 \tau_s} \phi = \frac{400}{4 \times 3.15} \phi = 31.75 \phi$$

$$\text{Pour } \phi = 10 \text{ cm} ; L_s = 31.75 \times 1 = 31.75 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } \phi = 1,2 \text{ cm} ; L_s = 31.75 \times 1.2 = 38.10 \text{ cm.}$$

Nous adaptions pour des raisons pratiques un crochet normal qui sera calculé comme suit :

$$\text{En appuis : } L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 31.75 = 12.70 \text{ cm.}$$

$$\text{En travée : } L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 38.10 = 15.24 \text{ cm.}$$

#### b. Calcul des armatures transversales (Art A.7.2 ,2BAEL 91 modifié 99)

Le diamètre des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\phi_t \quad \min \left\{ \frac{h}{35}, \phi_{\max}, \frac{b}{10} \right\}$$

$$\phi_t \quad \min \left\{ \frac{40}{35}, 1.2, \frac{20}{10} \right\} ; \phi_t \leq \min \{ 1.1; 1.2 ; 2 \} = 1.1 \text{ cm}$$

Avec :

$$\phi_{\max} : \text{diamètre maximal des armatures longitudinales égale } 1.2 \text{ cm}$$

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de HA8 avec

$$A_t = 2 \text{ HA8} = 1.01 \text{ cm}^2$$

$$S_t \quad \min \{ 0.9 d; 40 \} \text{ cm} = \min \{ 34.2; 40 \} \text{ cm}$$

$$\text{Soit: } S_t = 25 \text{ cm}$$

#### b.1 Ecartement des armatures transversales (Art A.5.1.22 BAEL91 modifié 99Art)

L'espacement des plans successifs des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$S_t \quad \min (0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \quad \min (0,9 \times 38; 40 \text{ cm}) = \min (34.2, 40 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 25$  cm

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} = \frac{2.01 \times 400}{20 \times 25} = 1.60 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

## b. 2 Espacement des armatures (Art A 5.1.22 BAEL 91 modifié 99)

### ➤ Espacement entre les barres

Selon (Art A.7.5.2 RPA 99 Version 2003) ; l'espacement doit vérifier :

#### ◆ En zone nodale (Sur appuis)

$$e \leq \min \{ h/4, 12\phi, 30 \} \text{ cm} = \min ( 40/4=10; 12 \times 1; 30 ) = 10 \text{ cm} \quad S_t = 10 \text{ cm}$$

#### ◆ En zone courante (En travée)

$$e \leq (h)/2 \quad e \leq (40)/2 = 20 \text{ cm}$$

Soit:  $S_t = 15$  cm

## b.3 Quantité d'armatures transversales minimales (Art A.7.5.2.2 BAEL 91 modifié 99)

$$A_t \geq A_{\min} = 0,003 S_t \times b \quad A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 20 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0.90 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$$

## III.5.6 CALCUL DES EFFORTS INTERNES A L'ELS

$$q_s = 11.23 + 0.487 = 11.72 \text{ kN/ml}$$

### 1. Réaction d'appuis

$$R_a = R_b = \frac{Lq_s}{2}$$

$$R_a = R_b = \frac{11.72 \times 4.20}{2} = 24.61 \text{ kN}$$

### 2. Calcul des moments

$$M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 12.06 \frac{4.20^2}{8} = 25.84 \text{ kN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement

$$M_a = - 0.3 \times 25.84 = -7.75 \text{ KN. m}$$

$$M_t = 0.85 \times 25.84 = 21.96 \text{ KN. m}$$

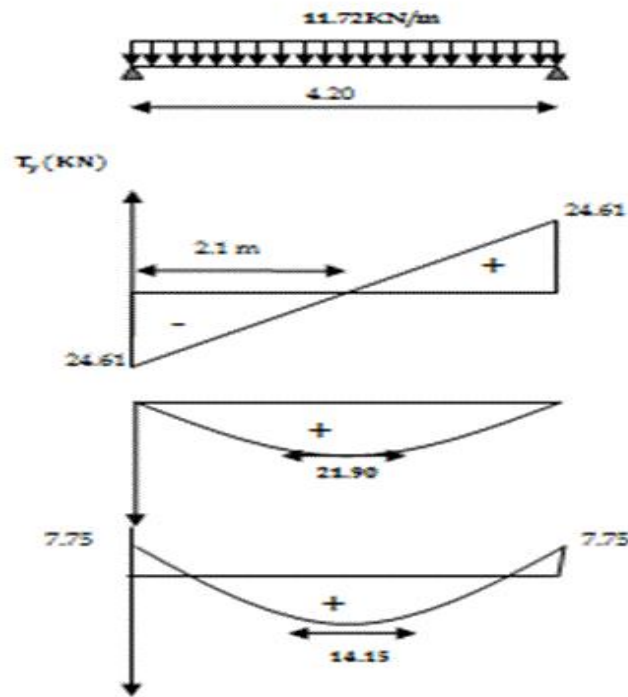


Figure III.5.3 Diagramme des efforts interne à l'ELS

### III.5.7 VERIFICATION A L'ELS

#### 1. Etat limite de résistance de béton à la compression (Art A4.5.2 BAEL99)

On doit vérifier si :  $\sigma_s \leq \sigma_s$

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

Avec :

$\beta_1, k_1$  : Sont tirés de tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de  $\rho_1$  qui égale à :

$$\rho_1 \% = \frac{A_s}{b \times d} \times 100$$

#### ▪ Aux appuis

$$\rho_1 \% = \frac{1.57 \times 100}{38 \times 20} = 0.206 \quad \beta_1 = 0.927 \quad k_1 = 53.49$$

$$\sigma_{st} = \frac{7.75 \times 10^3}{0.927 \times 33 \times 2.35} = 117.80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 117.80 \text{ MPa} \leq \sigma_s = 348 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{117.80}{53.49} = 2.015 \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

- **En travée**

$$\rho_1 \% = \frac{3.39 \times 100}{38 \times 20} = 0.446 \quad \beta_1 = 0.898 k_1 = 34.31$$

$$\sigma_{st} = \frac{21.90 \times 10^3}{0.898 \times 38 \times 3.39} = 189.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 190 \text{ MPa} \leq \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

## 2. Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right), \quad = 1.6 = \sigma_{st} = \min (266.66 ; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 189.3 \leq \sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### III.5.8 VERIFICATION DE LA FLECHE

Les règles (Art. A.6.5, 2 BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS, l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\begin{aligned} \text{a) } & \frac{h}{L} \leq \frac{1}{16} \\ \text{b) } & \frac{h}{L} \leq \frac{M_s}{10 M_0} \\ \text{c) } & \frac{A_s}{b d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{aligned}$$

$$\frac{h}{L} \leq \frac{1}{16} ; \quad \frac{40}{420} = 0.0952 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \leq \frac{M_s}{10 M_0} ; \quad \frac{40}{420} = 0.0952 > \frac{21.90}{10 \times 25.84} = 0.0847 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b d} \leq \frac{4.2}{f_e} ; \quad \frac{3.39}{20 \times 38} = 0.00446 \quad \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

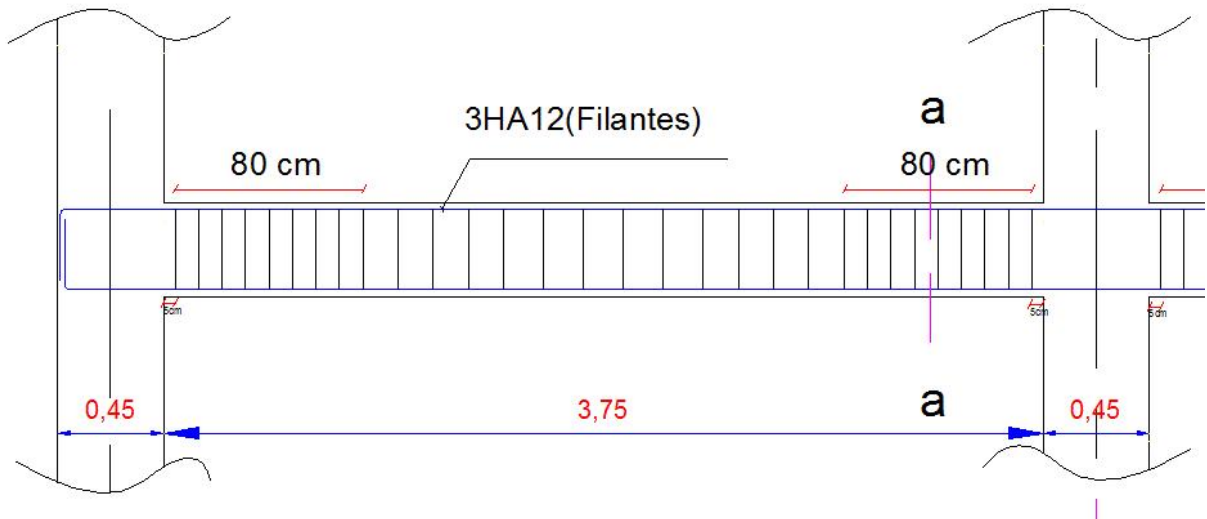


Figure III.5.4 Le ferrailage de la poutre de chaînage.

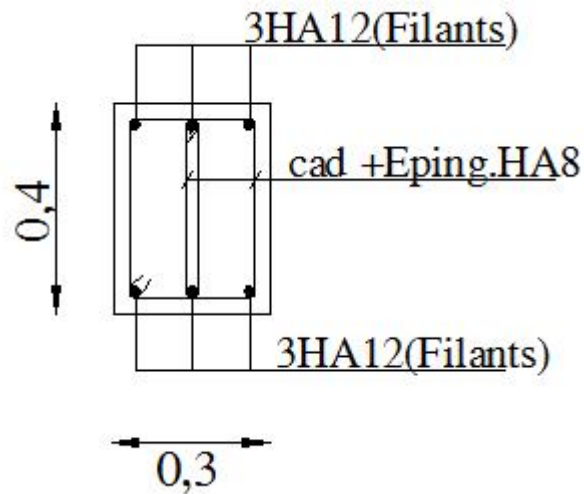


Figure III.5.5 Coupe horizontale A-A de la poutre de chaînage.

### III.6 ETUDE DE LA SALLE MACHINE

#### III.6.1 INTRODUCTION

Notre structure comporte une seule cage d'ascenseur, de surface égale à  $2,50 \times 1,55 = 3,875 \text{m}^2$ .

La charge transmise par le mécanisme de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes.

#### III.6.2 CALCUL DE LA DALLE PLEINE DU LOCAL MACHINE

L'étude des dalles reposant sur 4 cotés et soumises à des charges localisées, sont calculées au moyen des abaques de PIGEAUD qui donnent les moments par mètre linéaire.

$$M_x = q (M_1 + M_2)$$

$$M_y = q (M_2 + M_1)$$

Avec:  $\nu$  : Coefficient de poisson. ( $\nu = 0$  à L'ELU,  $\nu = 0,2$  à L'ELS).

$M_1, M_2$  données par les abaques de PIGEAUD en fonction de  $\dots, \frac{U}{l_x}, \frac{V}{l_y}$

$q$  : Intensité de la charge.

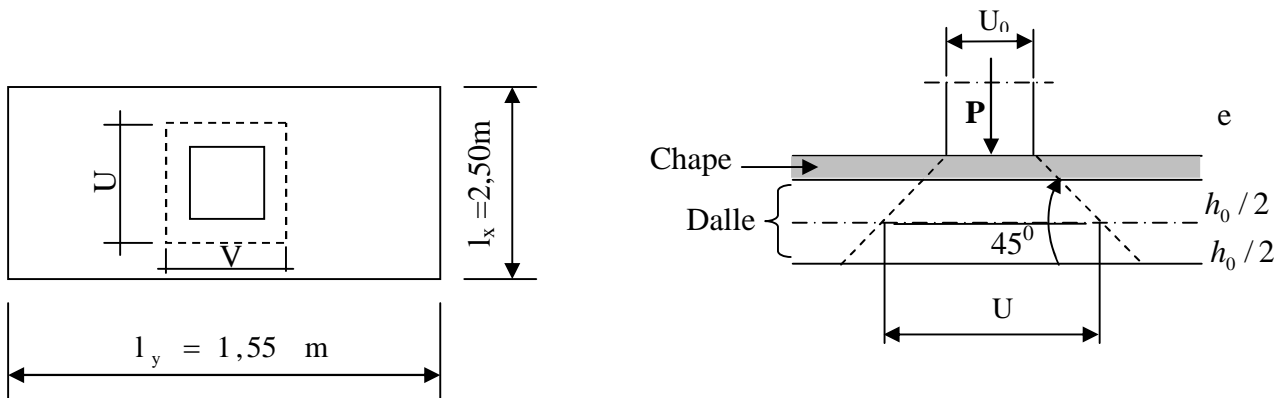


Figure III.6.1 Répartition des charges sur la dalle

#### 1. Dimensionnement

L'épaisseur de la dalle  $h_t$  doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30}$$

$$h_t \geq \frac{155}{30} = 5,17 \text{ cm}$$

La limite de l'épaisseur minimale d'une dalle (RPA99 révisé 2003) est de 12cm, donc on opte pour  $h_0 = 15 \text{cm}$ .

Epaisseur de revêtement :  $e = 5 \text{cm}$

$$\dots_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{155}{250} = 0,62 \rightarrow 0,4 \leq \frac{l_x}{l_y} = 0,62 \leq 1$$

- La dalle travaille dans les deux sens
- Calcul de U, V (Dimensions du rectangle de diffusion) :

$$\begin{cases} U = U_o + K \times e + h_o \\ V = V_o + K \times e + h_o \end{cases}$$

Avec :

$K=2$  pour un revêtement en béton.

$U_o, V_o$  : Cotés du rectangle dans le quelle P est concentrée.

$$\begin{cases} U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \\ V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \end{cases}$$

## 2. Calcul des efforts

### a. Calcul de $M_{x1}$ et $M_{y1}$ dus au système de levage

$$(M_x = q(M_1 + \hat{M}_2), M_y = q(M_2 + \hat{M}_1))$$

$$\begin{cases} \dots = \frac{l_x}{l_y} = \frac{155}{250} = 0,62 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{105}{155} = 0,70 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{250} = 0,40 \end{cases}$$

Dans les tables de PIGEAUD après une interpolation on trouve :

$$M_1 = 0,100$$

$$M_2 = 0,050$$

Le calcul des efforts se fera en l'ELU :

$$q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ kN}$$

$$M_{1x} = 121,5 \times 0,100 = 12,15 \text{ kN.m}$$

$$M_{1y} = 121,5 \times 0,050 = 6,075 \text{ kN.m}$$

- Calcul des moments dus au poids propre de la dalle : ( $M_{2x}, M_{2y}$ )

$$\text{Poids de la dalle : } G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ kN/m}^2$$

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

$$q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,56 \text{ kN / m}^2$$

$$\frac{l_x}{l_y} = 0,62 \rightarrow \begin{cases} \sim_x = 0,0785 \\ \sim_y = 0,330 \end{cases}$$

$$M_{2x} = \sim_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0785 \times 6,56 \times 1,55^2 = 1,237 \text{ kN.m}$$

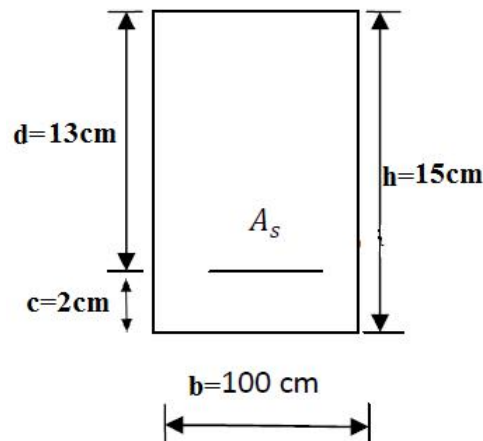
$$M_{2y} = \sim_y \times M_{2x} = 0,330 \times 1,237 = 0,408 \text{ kN.m}$$

**b. Superposition des moments**

$$\begin{cases} M_x = M_{1x} + M_{2x} = 12,15 + 1,237 = 13,39 \text{ kN.m} \\ M_y = M_{1y} + M_{2y} = 6,075 + 0,408 = 6,48 \text{ kN.m} \end{cases}$$

**III.6.3 CALCUL DE FERRAILLAGE**

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur



$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d_x = h_0 - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

**1. Dans le sens x-x (suivant la petite portée)**

$$\begin{cases} M_a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 13,39 = 4,02 \text{ kN.m} \\ M_t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 13,39 = 11,38 \text{ kN.m} \end{cases}$$

**▪ Aux appuis**

$$\tilde{\alpha}_a = \frac{4,02 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,017 < \tilde{\alpha}_l = 0,392$$

$$\Rightarrow S.S.A \rightarrow \tilde{\alpha}_a = 0,016 \rightarrow s = 0,992$$

$$A_a = \frac{4,02 \times 10^3}{0,922 \times 13 \times 348} = 0,96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2, S_t = 25 \text{ cm}$$

**▪ En travée**

$$\tilde{\alpha}_t = \frac{11,38 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,040 < \tilde{\alpha}_l = 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\tilde{\alpha}_t = 0,047 \rightarrow s = 0,9755$$

$$A_t = \frac{11,38 \times 10^3}{0,9755 \times 13 \times 348} = 2,58 \text{ cm}^2$$

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

## 2. Dans le sens y-y (suivant la plus grande portée)

$$\begin{cases} M_a = 0,3 \times 6,48 = 1,94 \text{ kN.m} \\ M_t = 0,85 \times 6,48 = 5,51 \text{ kN.m} \end{cases}$$

### ▪ Aux appuis

$$\tilde{\alpha}_a = \frac{1,94 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,008 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\tilde{\alpha}_a = 0,008 \rightarrow s = 0,996$$

$$A_a = \frac{1,94 \times 10^3}{0,996 \times 13 \times 348} = 0,43 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2, S_t = 25 \text{ cm}$$

### ▪ En travée

$$\tilde{\alpha}_t = \frac{5,51 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,023 \sim \tilde{\alpha}_t = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\tilde{\alpha}_t = 0,022 \rightarrow s = 0,989$$

$$A_t = \frac{5,51 \times 10^3}{0,989 \times 13 \times 348} = 1,23 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2, S_t = 25 \text{ cm}$$

## Conclusion

	Sens	Moments (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>s</sub> adoptée (cm <sup>2</sup> )	Espacement (cm)
Sur appuis	X-X	4,02	0,96	4HA8=2,01	25
	Y-Y	1,94	0,43	4HA8=2,01	25
En travée	X-X	11,38	2,58	4HA10=3,14	25
	Y-Y	5,51	1,23	4HA8=2,01	25

## III.6.4 VERIFICATIONS

### I. Vérifications à l'ELU

#### a. Condition de non fragilité (Art -B .7.4/B.7.4/BAEL91)

$$\left\{ A_x \geq \frac{W_0}{2} \left( 3 - \frac{l_x}{l_y} \right) \times b \times h ; \quad A_y \geq W_0 \times b \times h \right.$$

$$\text{Avec : } W_0 = 0,0008 \rightarrow \text{FeE400}$$

$$A_x \geq \frac{0,0008}{2} \left( 3 - \frac{1,55}{2,50} \right) \times 100 \times 15 = 1,43 \text{ cm}^2, \text{ OK}$$

$$A_y \geq 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2, \quad \text{OK}$$

La condition est vérifiée dans les deux sens, d'où les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**b. Diamètre minimum des barres (Art A-8.2.42/BAEL91)**

$$\Phi_{\max} \leq \frac{h}{10} ; \Phi_{\max} = 10\text{mm} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15\text{cm}. \text{Condition vérifiée}$$

**b. Ecartement des barres (Art A. 8.2.42 /BAEL 91)**

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise a une charge concentrée doit être égale a :

- La direction la plus sollicitée :  $S_t \geq \min(2.h, 25 \text{ cm})$ .
- Direction perpendiculaire :  $S_t \geq \min(3.h, 33 \text{ cm})$

- **Armatures supérieures**

$$S_t = 25\text{cm} \geq \min(2.h, 25\text{cm}) = 25\text{cm} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

- **Armatures inférieures**

$$S_t = 25\text{cm} \geq \min(3.h, 33\text{cm}) = 25\text{cm} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

**d. Poinçonnement (Art. A.5.2 ,42 BAEL91)**

Aucune armature n'est prévue si charge localisée éloignée des bords.

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times f_{cj} / \chi_b$$

$$U_c = (U + V) \times 2 = 210 \times 2 = 420 \text{ cm} = 4.20 \text{ m}$$

$$q_u = 1,35 \times 90 = 121,50 \text{ kN} \leq 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times 25 / 1,5 \times 10^3 = 472,5 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée.

Aucune armature particulière n'est à prévoir.

**e. Vérification de la contrainte tangentielle**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge :

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\chi_b}; 5\text{MPa} \right] = 3,33\text{MPa} \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$U = V :$$

$$\text{au milieu de } U, \text{ on a : } V_u = \frac{P}{2U + V} = \frac{90}{2,1 + 1,05} = 28,57\text{kN}$$

$$\text{au milieu de } V, \text{ on a : } V_v = \frac{P}{3U} = \frac{90}{3 \times 1,05} = 28,57\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{28,57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,22\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \text{ (Condition vérifiée)}$$

**2. Vérifications à l'ELS****a. Evaluation des moments**

- $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  dus au système de levage :

$$\begin{cases} M_{x1} = P(M_1 + \eta M_2) \\ M_{y1} = P(M_2 + \eta M_1) \end{cases} \quad \text{Avec : } \eta = 0,2 \text{ (ELS); } P = G + Q = 90 \text{ kN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 90x(0,100 + 0,2 \times 0,050) = 9,9 \text{ kN.m} \\ M_{y1} = 90x(0,050 + 0,20 \times 0,100) = 6,30 \text{ kN.m} \end{cases}$$

-  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{l_x}{l_y} = 0,62 \rightarrow \begin{cases} \alpha_x = 0,0785 \\ \alpha_y = 0,330 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{2x} = \alpha_x \times q_s \times l_x^2 = 0,0785 \times 4,75 \times 1,55^2 = 0,896 \text{ kN.m} \\ M_{2y} = \alpha_y \times M_{2x} = 0,330 \times 0,896 = 0,296 \text{ kN.m} \end{cases}$$

### b. Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,90 + 0,896 = 10,796 \text{ kN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,30 + 0,296 = 6,596 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ Dans le sens x-x : (suivant la petite portée)

$$\begin{cases} M_a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 10,796 = 3,24 \text{ kN.m} \\ M_t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 10,796 = 9,18 \text{ kN.m} \end{cases}$$

### c. ferrailage

#### • Aux appuis

$$\alpha_a = \frac{3,24 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,014 < \alpha_t = 0,392$$

$$\Rightarrow S.S.A \rightarrow \alpha_a = 0,014 \rightarrow s = 0,993$$

$$A_a = \frac{3,24 \times 10^3}{0,993 \times 13 \times 348} = 0,72 \text{ cm}^2$$

#### • En travée

$$\alpha_t = \frac{9,18 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,040 < \alpha_t = 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\alpha_t = 0,040 \rightarrow s = 0,980$$

$$A_t = \frac{9,18 \times 10^3}{0,980 \times 13 \times 348} = 2,07 \text{ cm}^2$$

➤ Dans le sens y-y (suivant la plus grande portée)

$$\begin{cases} M_a = 0,3 \times 6,596 = 1,98 \text{ kN.m} \\ M_t = 0,85 \times 6,596 = 5,61 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- **Aux appuis**

$$\tilde{a} = \frac{1,98 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,008 < 0,397 \Rightarrow S.S.A$$

$$\tilde{a} = 0,008 \rightarrow s = 0,996$$

$$A_a = \frac{1,98 \times 10^3}{0,996 \times 13 \times 348} = 0,44 \text{ cm}^2$$

- **En travée**

$$\tilde{t} = \frac{5,61 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,024 < \tilde{t} = 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\tilde{t} = 0,024 \rightarrow s = 0,988$$

$$A_t = \frac{5,61 \times 10^3}{0,988 \times 13 \times 348} = 1,26 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :** Les armatures adoptées à L'ÉLU sont largement suffisantes

**d. Contrainte de compression dans le béton**

**d.1 Sens x-x**

- **En travée**

$$M_t = 9,18 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad A_t = 3,14 \text{ cm}^2.$$

On doit vérifier que :

$$\dagger_{bc} \leq \dagger_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\dots_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,242 \Rightarrow s_1 = 0,921 \Rightarrow K_1 = 48,29.$$

$$\dagger_s = \frac{M_t}{s_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{9,18 \times 10^3}{0,921 \times 13 \times 3,14} = 244,18 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa.}$$

$$\dagger_{bc} = K \times \dagger_s = \frac{1}{K_1} \times \dagger_s = \frac{244,18}{48,29} = 5,06 \text{ MPa}$$

$\dagger_{bc} < \dagger_{bc}$  .....condition vérifiée.

- **Aux appuis**

$$M_a = 3,24 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad A_a = 2,01 \text{ cm}^2.$$

$$\dots_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,155 \Rightarrow s_1 = 0,9354 \Rightarrow K_1 = 62,4.$$

$$\dagger_s = \frac{M_a}{s_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{3,24 \times 10^3}{0,9354 \times 13 \times 2,01} = 132,56 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa.}$$

$$\dagger_{bc} = K \times \dagger_s = \frac{1}{K_1} \times \dagger_s = \frac{132,56}{62,4} = 2,124 \text{ MPa.}$$

$\dagger_{bc} < \dagger_{bc}$  .....condition vérifiée.

**d.2 Sens y-y**

• **En travée**

$M_t = 5,61 \text{ KN.m}$  et  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ .

On doit vérifier que :

$\tau_{bc} \leq \bar{\tau}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ .

$\dots_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,155 \Rightarrow S_1 = 0,9354 \Rightarrow K_1 = 62,4$

$\tau_s = \frac{M_t}{S_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{5,61 \times 10^3}{0,9354 \times 13 \times 3,14} = 146,92 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$ .

$\tau_{bc} = K \times \tau_s = \frac{1}{K_1} \times \tau_s = \frac{146,92}{62,4} = 2,35 \text{ MPa}$

$\tau_{bc} < \bar{\tau}_{bc}$  .....condition vérifiée.

• **Aux appuis**

$M_a = 1,98 \text{ KN.m}$  et  $A_a = 2,01 \text{ cm}^2$ .

$\dots_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,155 \Rightarrow S_1 = 0,9354 \Rightarrow K_1 = 62,4$

$\tau_s = \frac{M_a}{S_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{1,98 \times 10^3}{0,9354 \times 13 \times 2,01} = 81,01 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$ .

$\tau_{bc} = K \times \tau_s = \frac{1}{K_1} \times \tau_s = \frac{81,01}{62,4} = 1,29 \text{ MPa}$ .

$\tau_{bc} < \bar{\tau}_{bc}$  .....condition vérifiée.

**3. Etat limite de fissuration**

La fissuration est peu nuisible  $\implies$  Aucune vérification n'est nécessaire.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	Sens	Ms (kN.m)	As	... <sub>1</sub>	S <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	τ <sub>s</sub>	τ <sub>bc</sub>	Observation
<b>Sur appuis</b>	<b>X-X</b>	3,24	0,72	0,242	0,9210	48,29	244,18	5,06	Vérifiée
	<b>Y-Y</b>	1,98	0,44	0,155	0,9354	62,40	146,92	2,35	Vérifiée
<b>En travée</b>	<b>X-X</b>	9,18	2,07	0,155	0,9354	62,40	132,56	2,12	Vérifiée
	<b>Y-Y</b>	5,61	1,26	0,155	0,9354	62,40	81,01	1,29	Vérifiée

### III.6.5 CONCLUSION GENERALE

Le ferrailage de la dalle de la salle machine est comme suit :

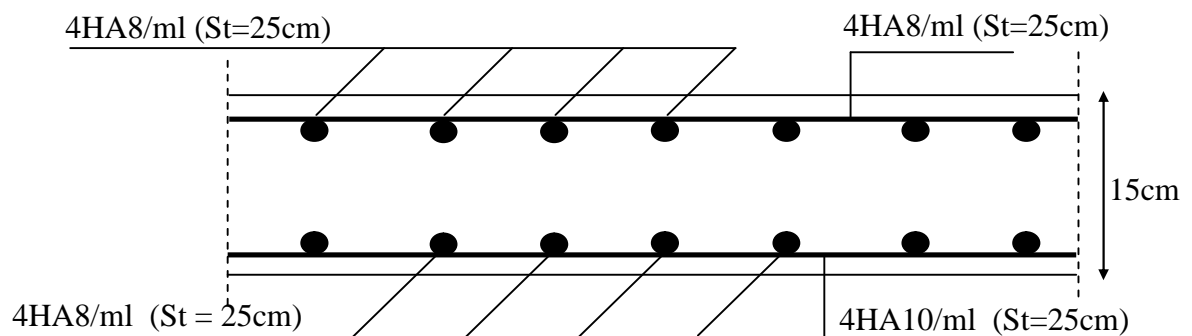
- **En travées**

4HA10 (sens x-x), St=25cm. 4HA10 (sens y-y), St=25 cm.

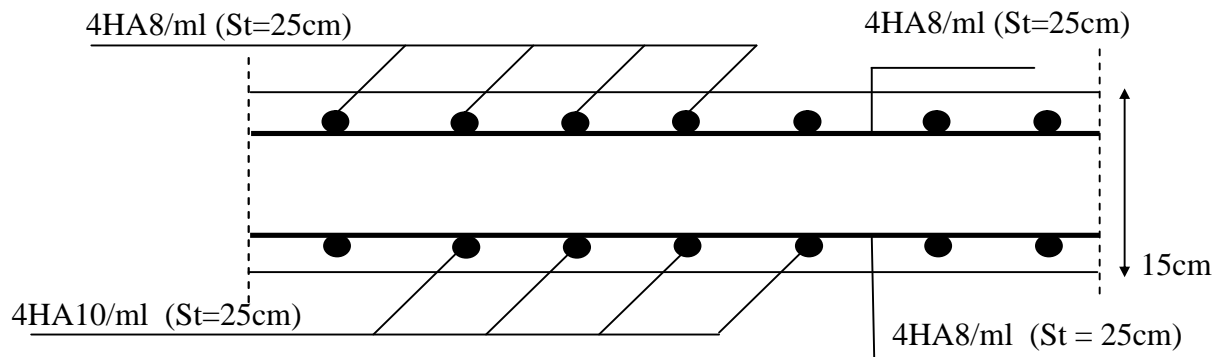
- **En appuis**

4HA8 (sens x-x), St=25cm. 4HA8 (sens y-y), St=25cm

- **Sens X-X**



- **Sens Y-Y**



**Figure III.6.2** Plan de ferrailage de la dalle pleine (salle machine).

### III.7 ETUDE DES ESCALIERS

#### III.7.1 TERMINOLOGIE ET DEFINITIONS

Les escaliers constituant le bâtiment sont en béton armé coulé sur place, ils sont constitués de paliers et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques.

Notre bâtiment comporte un type d'escalier (à deux volées avec un palier intermédiaire pour l'étage courant, RDC et les deux sous-sols) en BA, coulé sur place.

- 2 volées d'étage courant et RDC sont de hauteur  $H = 1.53$  m.
- 2 volées de sous-sol  $H = 1.53$  m.

On étudie le cas le plus défavorable l'étage courant et on opte le même ferrailage pour les escaliers de RDC et de deux sous-sol.

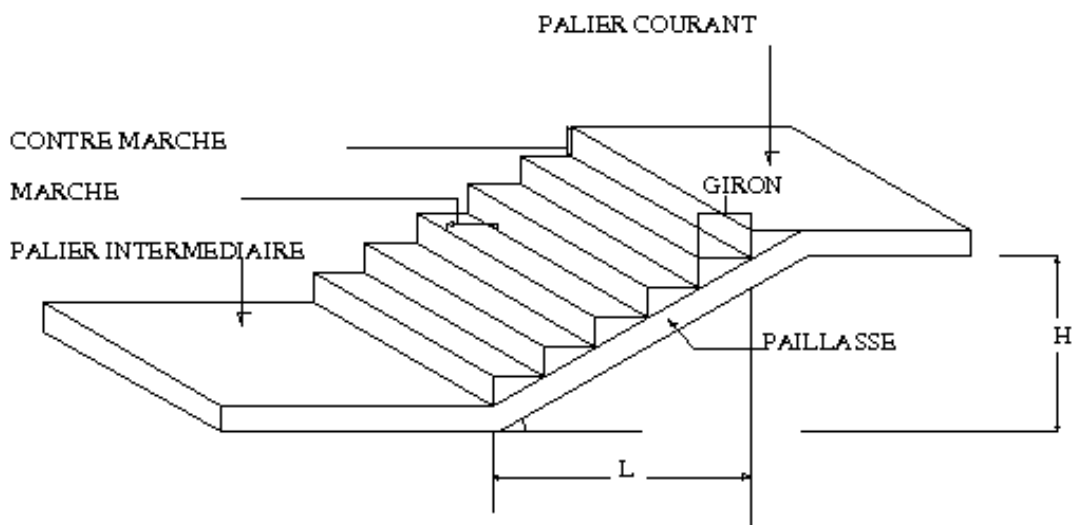


Figure III.7.1 Schéma de l'escalier.

#### ➤ Notations utilisées

- $g$  : largeur de la contre marche (giron).
- $h$  : hauteur de la contre marche.
- $e$  : épaisseur de la paillasse et de palier.
- $H$  : hauteur de la volée.
- $H$  : hauteur de la volée.
- $l$  : portée de la paillasse.
- $l_1$  : largeur du palier de départ
- $l_2$  : largeur du palier de repos
- $l_p$  : longueur projetée de la paillasse.

#### III.7.2 Etude d'escalier a l'étage courant

Notre étage courant contient un escalier à deux volées identiques et un palier intermédiaire, donc le calcul se fera pour une seule volée.

### 1. Pré dimensionnement

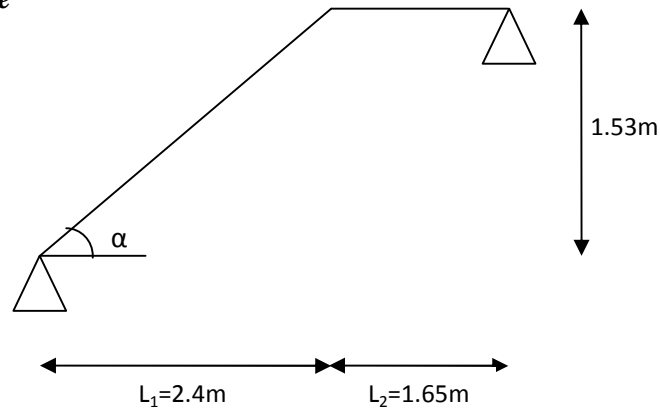
Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de **BLONDEL**, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

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

Le nombre de contre marche (n) est égal à  $n = \frac{H}{h}$

Le nombre de girons est pris alors :  $m = n - 1$

### 2. Le schéma statique



**Figure III.7.2** Schémas statiques d'une volée.

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

$$n = \frac{153}{17} = 9 \quad m = n - 1 = 9 - 1 = 8$$

### 2. Vérification de la loi de BLONDEL

$$g = \frac{l_p}{m} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

$$59\text{cm} \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm} \quad 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \leq 32 \text{ cm}$$

Donc, on garde la valeur  $g = 30 \text{ cm}$

### III.7.3 Pré dimensionnement de la paillasse et du palier

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l'épaisseur doit vérifier:

$$\frac{l_0}{30} \leq e_p \leq \frac{l_0}{20}$$

$$l_0 = l_1 + l_2$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{l_p} = \frac{153}{240} = 0.6375, \quad \alpha = 32.52$$

$$l = \frac{l_p}{\cos \alpha} = \frac{2.4}{\cos(32.52)} = 2.85 \text{ m}$$

$$l_0 = 2.85 + 1.65 = 4.50 \text{ m}$$

$$\frac{450}{30} \leq e_p \leq \frac{450}{20}$$

$$15 \text{ cm} \leq e_p \leq 22.5 \text{ cm}$$

On opte pour :  $e_p = 20 \text{ cm}$

### III.7.4 Calcul des sollicitations et des efforts internes

Le calcul se fera pour 1mètre d'embranchement et une bande de 1mètre de projection horizontale.

#### 1. Charges permanentes

##### a. La paillasse

**Tableau III.3** Tableau de charge permanente de la paillasse.

Chargement	Poids volumique (KN / m <sup>3</sup> )	Surface pour 1 ml (m <sup>2</sup> )	La charge (KN / ml)
Poids propre de la paillasse ( $e = 20\text{ cm}$ )	25	$\frac{1 \times 0.20}{\cos(32.52)}$	5.93
Poids propre des marches ( $e = 17\text{ cm}$ )	25	$\frac{1 \times 0.17}{2}$	2.125
Carrelage horizontal ( $e = 1\text{ cm}$ )	20	$1 \times 0.01$	0.20
Mortier de pose horizontal ( $e = 2\text{ cm}$ )	22	$1 \times 0.02$	0.44
Carrelage vertical ( $e = 1\text{ cm}$ )	20	$1 \times 0.01$	0.20
Mortier de pose vertical ( $e = 2\text{ cm}$ )	22	$1 \times 0.02$	0.44
Lit de sable ( $e = 2\text{ cm}$ )	18	$1 \times 0.02$	0.36
Enduit en plâtre ( $e = 2\text{ cm}$ )	10	$1 \times 0.02$	0.20
Poids du garde-corps	/	/	0.20
La charge permanente	$G = \sum G_i$		<u>10.09</u>

##### b. Le palier

**Tableau III.4** Les charge permanente de palier.

Chargement	Poids volumique (KN / m <sup>3</sup> )	Surface pour 1 ml (m <sup>2</sup> )	La charge (KN / ml)
Poids propre du palier ( $e = 20\text{ cm}$ )	25	$1 \times 0.20$	5.00
Carrelage ( $e = 1\text{ cm}$ )	20	$0.01 \times 1$	0.20
Mortier de pose ( $e = 2\text{ cm}$ )	22	$0,02 \times 1$	0.44
Lit de sable ( $e = 2\text{ cm}$ )	18	$1 \times 0.02$	0.36
Enduit en plâtre ( $e = 2\text{ cm}$ )	10	$0.02 \times 1$	0.20
La charge permanente	$G = \sum G_i$		<u>6.2</u>

Et la surcharge est égale :  $Q=2.5$

##### b. Combinaison de charges

###### - Etat limite ultime, ELU

La paillasse:  $q_u = 1.35G_1 + 1.5Q = 1.35 \times 10.09 + 1,5 \times 2,5 = 17.37 \text{ kN/ml}$ .

Le palier :  $q_u = 1.35G_2 + 1.5Q = 1.35 \times 6.20 + 1.5 \times 2.5 = 12.12 \text{ kN/ml}$ .

- **Etat limite de service, ELS**

La paillasse:  $q_s = G + Q = 10.09 + 2.5 = 12.59 \text{ kN/ml}$ .

Le palier :  $q_s = G + Q = 6.20 + 2.5 = 8.70 \text{ kN/ml}$

### III.7.5 CALCUL A L'ELU

Pour déterminer les efforts dans la volée, on fera référence aux lois de la RDM en prenant la volée comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis

#### Schéma statique a l'ELU

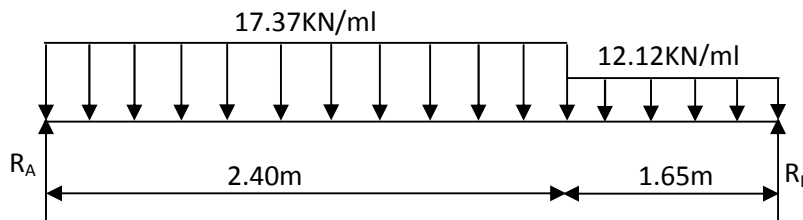


Figure III.7.2 Schéma statique de calcul.

#### 1. Calcul des réactions

$$F_y = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 17.37 \times 2.4 + 12.12 \times 1.65 = 61.69 \text{ KN}$$

$$M/b = 0 \Rightarrow R_a \times 4.05 - 17.37 \times 2.4 \times \left(\frac{2.4}{2} + 1.65\right) - 12.12 \times 1.65 \times \left(\frac{1.65}{2}\right) = 0$$

$$R_a = \frac{17.37 \times 2.4 \times \left(\frac{2.4}{2} + 1.65\right) + 12.12 \times 1.65 \times \left(\frac{1.65}{2}\right)}{4.05} = 33.41 \text{ KN}$$

$$R_b = 61.69 - R_a = 61.69 - 33.41 = 28.28 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} R_a = 33.41 \text{ KN} \\ R_b = 28.28 \text{ KN} \end{cases}$$

#### 2. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant

##### 1<sup>er</sup> tronçon : $0 \leq x \leq 2.40$

- **Effort tranchant**

$$\begin{cases} T_y = +33.41 \text{ KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = -17.37 x + 33.41 \\ T_y = -8.28 \text{ KN} & \text{pour } x = 2.4 \text{ m} \end{cases}$$

- **Moments fléchissant**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_z = 0 \text{ pour } x=0 \\ M_z = -17.37 \frac{x^2}{2} + 33.41x \\ M_z = 30.16 \text{ kN.m pour } x = 2.40 \end{array} \right.$$

**2<sup>ème</sup> tronçon :  $0\text{m} \leq x \leq 4.05$**

- **Efforts tranchants**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_y = -8.28 \text{ KN pour } x = 0 \\ T = -12.12 (x - 2.4) - 8.28 \\ T_y = -28.28 \text{ KN pour } x = 4. \end{array} \right.$$

- **Moments fléchissant**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_z = 0 \text{ pour } x = 0 \\ M_z = -12.12 \frac{x^2}{2} + 28.28x \\ M_z = 30.16 \text{ kN.m pour } x = 1.65 \end{array} \right.$$

- **Moment maximum**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_z = -17.37 \frac{x^2}{2} + 33.41x \\ T_y = 0 \longrightarrow M_z^{\max} \\ T_y = 0 \longrightarrow x = 1.92 \text{ m} \end{array} \right.$$

Le moment  $M_z(x)$  est maximal pour la valeur  $x=1.92$  m,  $M_{\max} = 32.13\text{kN.m}$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- **En travée**

$$M_t = 0.85.M_z^{\max} = 0.85 \times 32.13 = 27.31 \text{ KN.m}$$

- **Sur appuis**

$$M_a = -0.3.M_z^{\max} = -0.3 \times 32.13 = -9.64 \text{ KN.m}$$

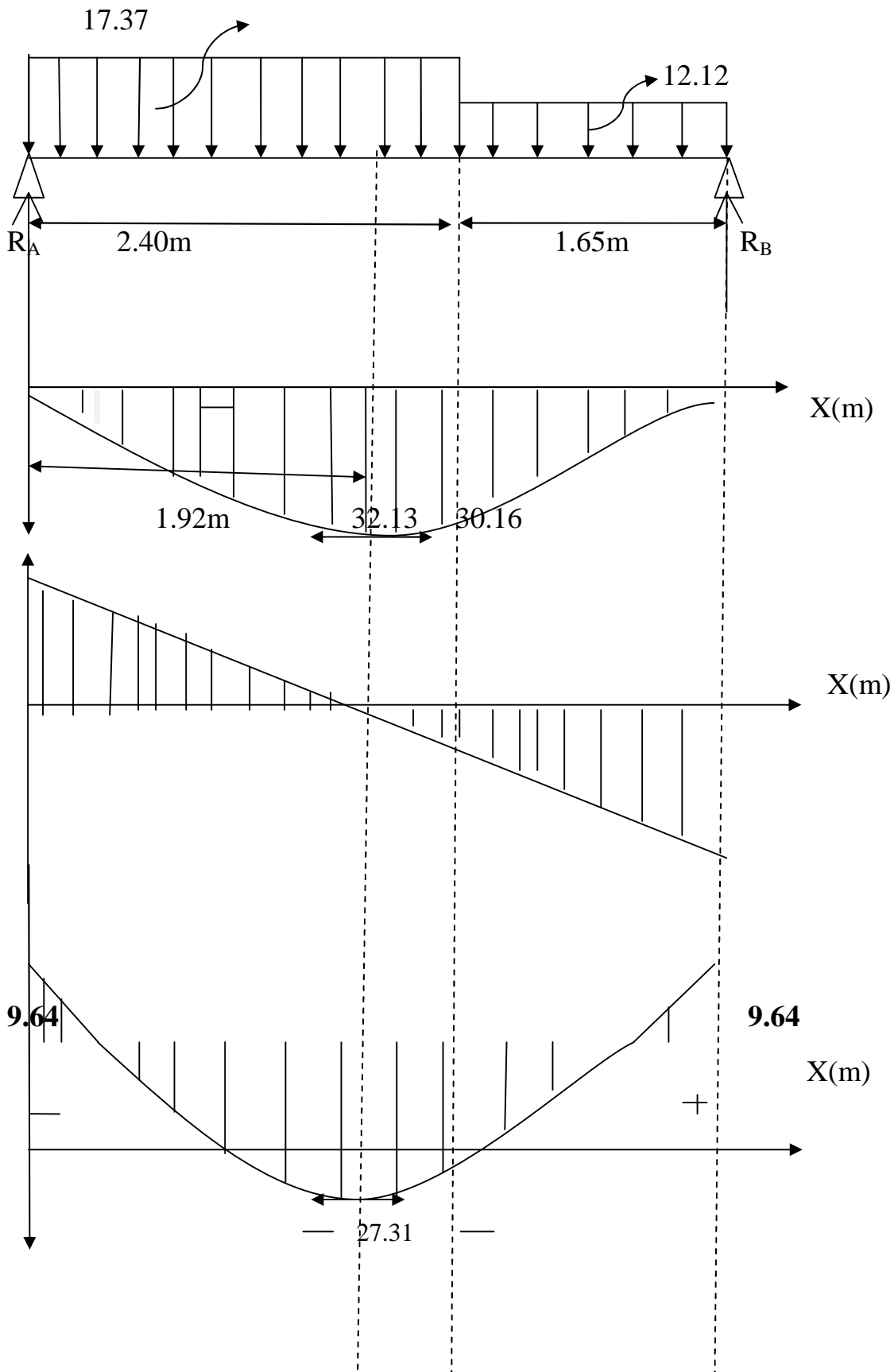


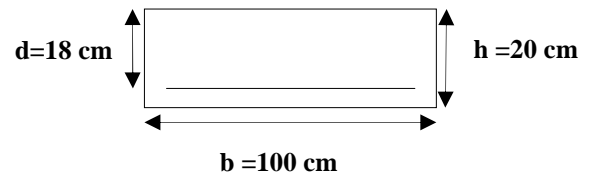
Figure III.7.3 Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELU.

### 3. Calcul des armatures à l'ELU

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de largeur ( $b=1\text{m}$ ) et d'épaisseur ( $e_p=20\text{cm}$ ).

$$b = 100 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}; d = 18 \text{ cm.}$$

$$h = d + c = 20 \text{ cm}$$



#### a. Aux appuis ( $M_a = -9.04\text{KN.m}$ )

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{t28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2\text{Mpa} \text{ et } \sigma_{st} = 348\text{Mpa}$$

$$\mu = \frac{9.64 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 18^2} = 0.021 < \mu_u = 0.392$$

donc : la section est simplement Armée (S.S.A).

$$\mu = 0.021 \quad \text{Donc : } \beta = 0.990$$

##### - Armatures Principale

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9.64 \times 10^3}{0.990 \times 18 \times 348} = 1.55 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA8/ml** ( $A_a = 2.01\text{cm}^2$ ) avec un espacement de **St = 25 cm**.

##### - Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA8/ml** ( $A_r = 2.01\text{cm}^2$ ), avec **St = 25 cm**.

#### b. En travées ( $M_t = 25.62 \text{ KN.m}$ )

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{27.31 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 18^2} = 0.059 < \mu_u = 0.392 \text{ donc la section est simplement}$$

Armée(S.S.A).

$$\mu = 0.059 \quad \text{et } \beta = 0.970$$

##### - Armatures Principale

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{27.31 \times 10^3}{0.970 \times 18 \times 348} = 4.49 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **6HA10** ( $A_t = 4.71\text{cm}^2$ ) avec un espacement de **S<sub>t</sub> = 15 cm**

##### - Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.18 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA10/ml** ( $A_r = 3.14\text{cm}^2$ ) avec **S<sub>t</sub> = 25cm**.

### III.7.6 VERIFICATION A L'ELU

#### 1. Condition de non fragilité (Art.4.2.1/ BAEL 91)

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.17\text{cm}^2$$

- Aux appuis :  $A_a = 2.02\text{cm}^2 > A_{\min} = 2.17\text{cm}^2$ , Condition vérifiée
- En travées :  $A_t = 4.71\text{cm}^2 > A_{\min} = 2.17\text{cm}^2$ , Condition vérifiée

**2. Espacement des barres**

**a. Armatures principale :  $S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$**

- **Aux appuis:**  $S_t = 25 < \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$ , Condition vérifiée.
- **En travée :**  $S_t = 15 < \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$ , Condition vérifiée.

**b. Armatures de répartition :  $S_t < \min \{4h ; 45\text{cm}\}$**

- **Aux appuis :**  $S_t = 25\text{cm} < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$ , Condition vérifiée.
- **En travée :**  $S_t = 25\text{ cm} < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$ , Condition vérifiée.

**3. Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.4.321/BAEL 91 modifié 99)**

$$T_u^{\max} \leq 0.4 b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$a = 0.9 d$$

Donc :  $T_u^{\max} \leq 0.4 \times 100 \times 0.9 \times 18 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 1080 \text{ KN}$

$T_u^{\max} = 32.13\text{kN.m} \leq 1080 \text{ kN.m} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

**4. Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.4.321/BAEL 91 modifié 99)**

$$A_a \leq \frac{\gamma_s}{f_e} (T_u^{\max} + \frac{M_a}{0.9d})$$

$$A_a \leq \frac{1.15}{400} (32.13 + \frac{-9.64 \times 10^3}{0.9 \times 18}) = -1.62 \text{ cm}^2 < 0$$

Finalemnt, on constate que l'effort tranchant  $T_u^{\max}$  n'as pas d'influence sur les armatures inferieures.

**5. Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3)**

$$\overline{\tau}_{se} \leq \tau_{se} = \Psi_s f_{t28} \quad \text{avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers HA}$$

$$\overline{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\dagger_{se} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \quad \text{avec : } \sum U_i : \text{ somme des périmètres utiles des armatures d'appuis.}$$

$$\sum U_i = f_n l_0 = 3.14 \times 6 \times 10 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\dagger_{se} = \frac{32.13 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 188.4} = 1.05 \text{ MPa}$$

$\dagger_{se} = 1.05 < 3.15 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

### 6. Vérification de la longueur de scellement droit

$$l_s = \frac{W \times f_e}{4 \times \bar{f}_s} \quad \text{avec} \quad : \bar{f}_s = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 423 \text{ mm.}$$

$$l_s = 42,3 \text{ cm} \text{ soit } : l_s = 45 \text{ cm}$$

Vu que  $l_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne termine par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à  $0,4.L_s$  pour les aciers H.

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 45 = 18$$

$$L_c = 18$$

### III.7.7 CALCUL L'ELS

La paillasse :  $q_s = G + Q = 10,09 + 2,5 = 12,59 \text{ KN/ml}$ .

Le palier :  $q_s = G + Q = 6,2 + 2,5 = 8,70 \text{ KN/ml}$

- Schéma statique a l'ELS

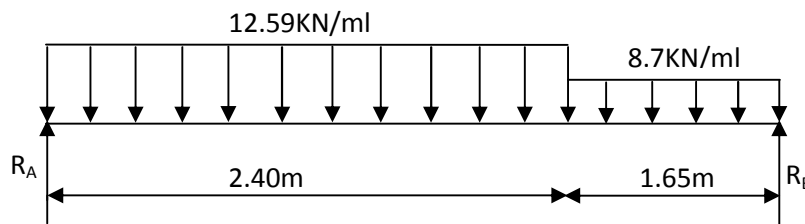


Figure III.7.4 Schéma statique de calcul

#### 1. Calcul des réactions

$$F_y = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 12,59 \times 2,4 + 8,7 \times 1,65 = 44,57 \text{ KN}$$

$$M/b = 0 \Rightarrow R_a \times 4,05 - 12,59 \times 2,4 \times \left( \frac{2,4}{2} + 1,65 \right) - 8,7 \times 1,65 \times \left( \frac{1,65}{2} \right) = 0$$

$$R_a = \frac{12,59 \times 2,4 \times \left( \frac{2,4}{2} + 1,65 \right) + 8,7 \times 1,65 \times \left( \frac{1,65}{2} \right)}{4,05} = 24,19 \text{ KN}$$

$$R_b = 44,57 - R_a = 44,57 - 24,19 = 20,38 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} R_a = 24,19 \text{ KN} \\ R_b = 20,38 \text{ KN} \end{cases}$$

## 2. Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant

### 1<sup>er</sup> tronçon : $0 \leq x \leq 2.4$ m

- **Effort tranchant**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_y = + 24.19 \text{ KN pour } x = 0 \\ T_y = -12.59 x + 24.19 \Rightarrow \\ T_y = - 6.03 \text{ KN pour } x = 2.4 \text{ m} \end{array} \right.$$

- **Moments fléchissant**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_z = 0 \text{ pour } x = 0 \\ M_z = -12.59 \frac{x^2}{2} + 24.19 x \\ M_z = 21.80 \text{ kN.m pour } x = 2.40 \end{array} \right.$$

### 2<sup>ème</sup> tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 4.05$

- **Efforts tranchants**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_y = -6.03 \text{ KN pour } x = 0 \\ T = -8.70 (x - 2.4) - 6.03 \\ T_y = -20.39 \text{ KN pour } x = 4.05 \text{ m} \end{array} \right.$$

- **Moments fléchissant**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_z = 0 \text{ pour } x = 0 \\ M_z = - 8.70 \frac{x^2}{2} + 20.38 x \Rightarrow \\ M_z = 21.80 \text{ kN.m pour } x = 1.50 \text{ m} \end{array} \right.$$

- **Moment maximum**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_z = -12.59 \frac{x^2}{2} + 24.19 x \\ T_y = 0 \longrightarrow M_z^{\max} \\ T_y = 0 \longrightarrow x = 1.92 \text{ m} \end{array} \right.$$

Le moment  $M_z(x)$  est maximal pour la valeur  $x=1.92$  m.

$$M_z^{\max} = 23.24 \text{ kN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- **En travée**

$$M_t = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 23.24 = 19.75 \text{ KN.m}$$

- **Sur appuis**

$$M_a = - 0.3 M_z^{\max} = - 0.3 \times 23.24 = - 6.97 \text{ KN.m}$$

3. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a ELS

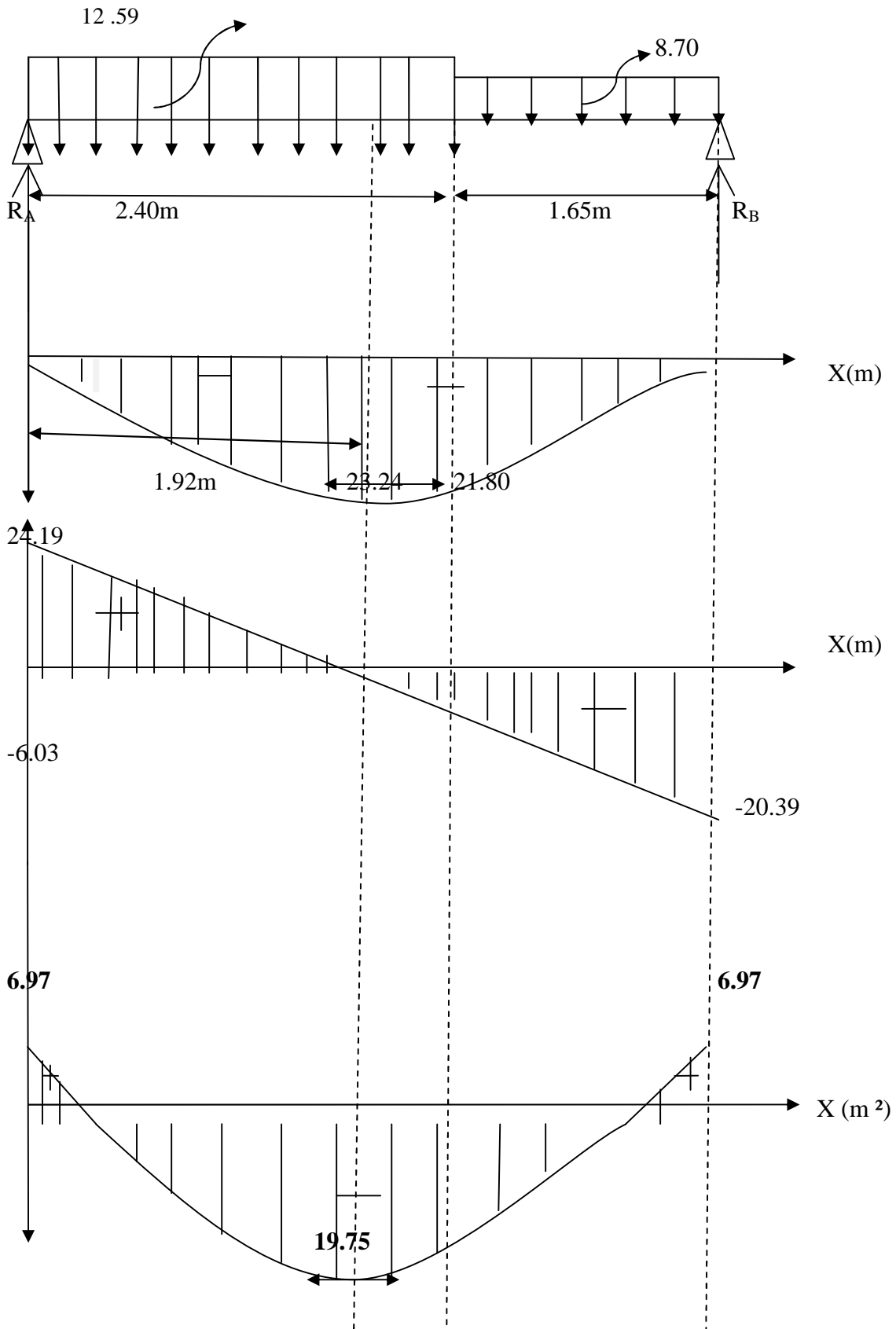


Figure III.7.5 Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELS.

### III.7.8 VERIFICATION A L'ELS

#### a. Etat limite d'ouverture des fissurations (Art A.5.3.2 / BAEL 99)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire.

#### b. Vérification de la résistance à la compression du béton (Art.A.4.5.2 /BAEL91)

##### b.1 En travée

- **Contrainte dans l'acier**

On doit vérifier si :  $\sigma_s \leq \sigma_s = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\rho_1 \% = \frac{A_{st}}{b \times d} \times 100 = \frac{4.71}{100 \times 18} \times 100 = 0.262 \rho_1 = 0.262 \Rightarrow K_1 = 46.73$$

$$\beta_1 = 0.919, \sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{19.75 \times 10^3}{0.919 \times 18 \times 4.71} = 253.488 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 253.488 \text{ MPa} \leq \sigma_s = 348 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Contrainte dans le béton**

On doit s'assurer que :  $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{253.488}{46.73} = 5.425 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.425 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

##### b.2 Aux appuis

- **contrainte dans l'acier**

$$\rho_1 \% = \frac{A_{st}}{b \times d} \times 100 = \frac{2.01}{100 \times 18} \times 100 = 0.113$$

$$\rho_1 = 0.113 \Rightarrow K_1 = 74.29 \beta_1 = 0.944$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6.97 \times 10^3}{0.944 \times 18 \times 2.01} = 204.076 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 204.076 \text{ MPa} \leq \sigma_s = 348 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Contrainte dans le béton**

On doit donc s'assurer que :  $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{204.076}{74.29} = 2.747 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.747 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

### c. Vérification de la flèche (Art B.6.8.424 BAEL91)

La flèche développée au niveau de l'escalier doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de l'élément.

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \quad \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_t}$$

D'où :

h : hauteur totale = 20 cm

l : portée entre nus d'appuis = 4.05 m

M<sub>t</sub> : moment max en travée M<sub>t</sub> = 19.50 kN.m

M<sub>0</sub> : Valeur max du moment isostatique M<sub>0</sub> = 15.86 kN .m

A : section des armatures d' hauteurs utiles des sections droite = 18 cm

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{405} = 0.0494 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{Condition non vérifiée}$$

La condition n'est pas vérifiée donc on doit calculer la flèche

### d. Calcul de centre de gravité

$$f = \frac{5q_{\max} \times l^4}{384 \times E_V \times I_0} \leq \bar{f} = \frac{l}{50} = \frac{405}{500} = 0.81 \text{ cm}$$

$$q_{\max} = \max(q_{\text{paillasse}}; q_{\text{palier}}) = 12.59 \text{ KN/ml}$$

$$E_V = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

Avec : E<sub>V</sub> : Module de déformation différé.

I<sub>0</sub> : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.

$$h = V_1 + V_2; V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

Avec

S<sub>xx</sub> : moment statique de la section homogène.

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

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

$$S_{xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + (15 \times 4.71 \times 18) 21271.7 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 20) + (15 \times 4.71) = 2070.65 \text{ cm}^2$$

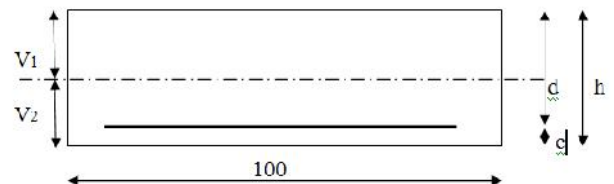
$$V_1 = \frac{21271.7}{2070.65} = 10.27 \text{ cm}$$

$$V_2 = 9.73 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - c)^2 = \frac{100}{3}(10.27^3 + 9.93^3) + 15 \times 4.71 \times (9.73 - 2)^2 = 72974.38 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 12.59 \times (3.90)^4 \times 10^3}{384 \times 10818.87 \times 10^6 \times 72974.38 \times 10^{-6}} = 0.00005 \text{ cm}$$

$$f = 0.00005 \leq \bar{f} = 0.0078, \text{ Condition vérifiée.}$$



### III.8 ETUDE DE LA POUTRE PALIERE

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux sa portée max est de 4,20 m.

#### III.8.1 PRE DIMENSIONNEMENT

##### a. Hauteur

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

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

Avec :

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

$h_t$  : Hauteur de la poutre

$$L_{\max} = 4.20m \Rightarrow \frac{420}{15} \leq h_t \leq \frac{420}{10} \quad \text{donc : } 28cm \leq h_t \leq 42cm$$

Compte tenu des exigences du RPA, on opte pour  $h_t = 35cm$

##### b. Largeur

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad d'où : \quad 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA, on opte pour  $b = 30 \text{ cm} > 20cm$

Donc la poutre palière a pour dimensions :

$$b \times h = 30 \times 35 \text{ cm}^2$$

#### III.8.2 DETERMINATION DES CHARGES

##### ➤ Poids propre de la poutre

$$G = 25 \times 0.30 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/ml}$$

##### ➤ Poids propre de mur intérieur

$$G_m = 1.3x (3.06 - 0.35) = 3.523$$

##### ➤ Effort tranchant à l'appui

$$\text{ELU : } T_u = 28.28 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } T_s = 20.38 \text{ KN}$$

$$G = G_p + G_m = 2.625 + 3.523 = 6.148 \text{ kN/m}$$

##### ➤ Combinaison de charges

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 G + 2 (T_u / L) = 1.35 \times (6.148) + 2 \times (28.28 / 4.2) = 21.77 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + 2 (T_s / L) = 6.148 + 2 \times (20.38 / 4.2) = 15.85 \text{ KN/ml}$$

### III.8.3 CALCUL DES EFFORTS A L'ELU

#### ➤ Moment isostatique

$$M_{O_u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{21.77 \times (4.2)^2}{8} = 48 \text{ KN.m}$$

#### ➤ Effort tranchant

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{21.77 \times 4.20}{2} = 45.72 \text{ KN}$$

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

- **Sur appuis**

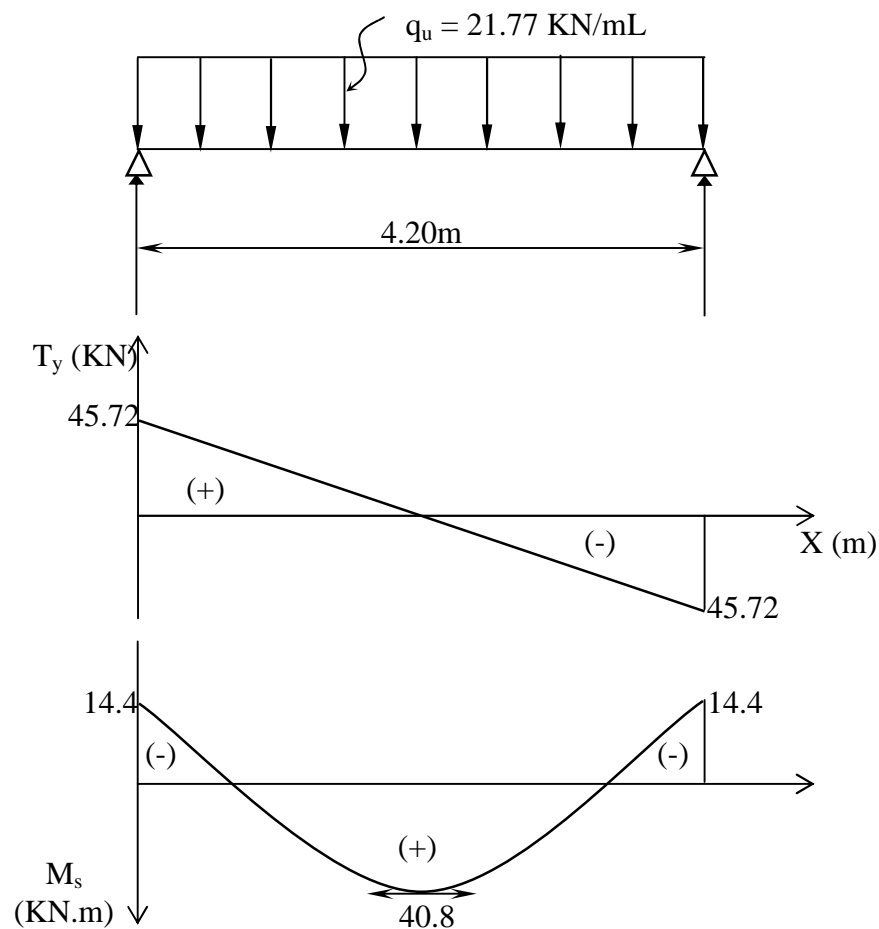
$$M_a = -0.3M_u^{\max} = -0.3 \times 48 = -14.4 \text{ KN.m}$$

- **En travée**

$$M_t = 0.85M_u^{\max} = 0.85 \times 48 = 40.8 \text{ KN.m}$$

Les résultats trouvés sont mentionnés dans les diagrammes suivants.

#### Diagrammes des moments



**Figure III.8.1** Diagrammes des efforts internes.

III.8.4 CALCUL DES ARMATURES

a. Aux appuis

$$\tilde{\mu}_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{14.40 \times 10^3}{30 \times (32)^2 \times 14.2} = 0.033$$

$\mu_b = 0.033 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$  Section simplement armée

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_{st} \times d} = \frac{14.40 \times 10^3}{0.983 \times 32 \times 348} = 1.31 \text{ cm}^2$$

On opte pour 2HA10 = 1.57 cm<sup>2</sup>

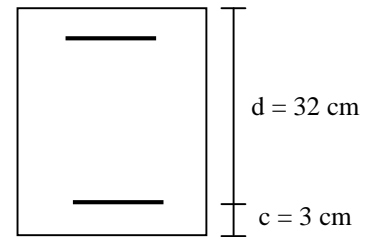


Figure III.8.2 Section droite de la poutre.

b. En travée

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{40.8 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14.2} = 0.094$$

$\mu_b < \mu_\ell \Rightarrow$  S.S.A

$$\mu_b = 0.094 \Rightarrow \sigma_{st} = 0.951$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times d} = \frac{40.80 \times 10^3}{0.951 \times 32 \times 348} = 3.85 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA14 = 4.62 cm<sup>2</sup>

Le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Donc 4.62 + 1.57 = 6.19 cm<sup>2</sup> > (0.5 b. h / 100) = 5.25 cm<sup>2</sup> La condition est vérifiée.

III.8.5 VERIFICATION A L'ELU

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

$$A \geq A_{\min} = 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{21}{400} = 1.16 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis

1.16 < 1.57 cm<sup>2</sup> .....Condition vérifiée

➤ En travées

1.16 < 4.62 cm<sup>2</sup> .....Condition vérifiée

2. Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.2.2, BAEL91)

Fissuration peu nuisible, donc :  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_u = \min \left( \frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{45.72 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.48 \text{ MPa} < \tau_u = 3.33 \text{ MPa}, \text{ Condition vérifiée}$$

3. Vérification de la contrainte d'adhérence

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

$$\ddagger_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec :  $\sum U_i = n \times \pi \times \phi$

$$\ddagger_{se} = \frac{45.72 \times 10^3}{0.9 \times 32 \times 2 \times 3.14 \times 1 \times 10^2} = 2.53 \text{ MPa} , \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### 4. Les armatures transversales

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$w_t \leq \min \left\{ w_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ 12 ; 10 ; 30 \right\} = 10 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre :  $\phi 10$

Donc on opte : 2HA10 = 1.57 cm<sup>2</sup> (1cadre+1étrier)  $\phi 10$

$$St \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 28.8 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \} = 28.8 \text{ cm}$$

Soit : St = 20cm

#### 5. Calcul des espacements selon RPA99 version 2003(Art 7.5.2.2)

##### ➤ Dans la zone nodale

$$S_t = \min \left( \frac{h}{4} ; 12w_t \right) = \min(8.75; 12) = 8.75 \text{ cm}$$

Soit ;  $S_t = 8 \text{ cm}$

##### ➤ Dans la zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \quad \text{Soit ; } S_t = 15 \text{ cm}$$

#### 6. Vérification de la contrainte de l'adhérence et d'entraînement (Art A.6.1,3 BAEL 91 modifié 99)

$$l_s = \frac{W \times f_e}{4 \times \ddagger_s} \quad \text{avec : } \ddagger_s = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

Comme  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre, les armatures doivent comportés des crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochets est :  $L_t = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 42.33 = 16.93 \text{ cm}$

On adoptera  $L_t = 17 \text{ cm}$

#### Remarque

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu d'appuis ou de l'encastrement.

### III.8.6 VERIFICATION A L'ELS

$$q_s = 15.85 \text{ KN / mL}$$

- **Moment isostatique**

$$M_{o_s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{15.85 \times (4.2)^2}{8} = 34.95 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant**

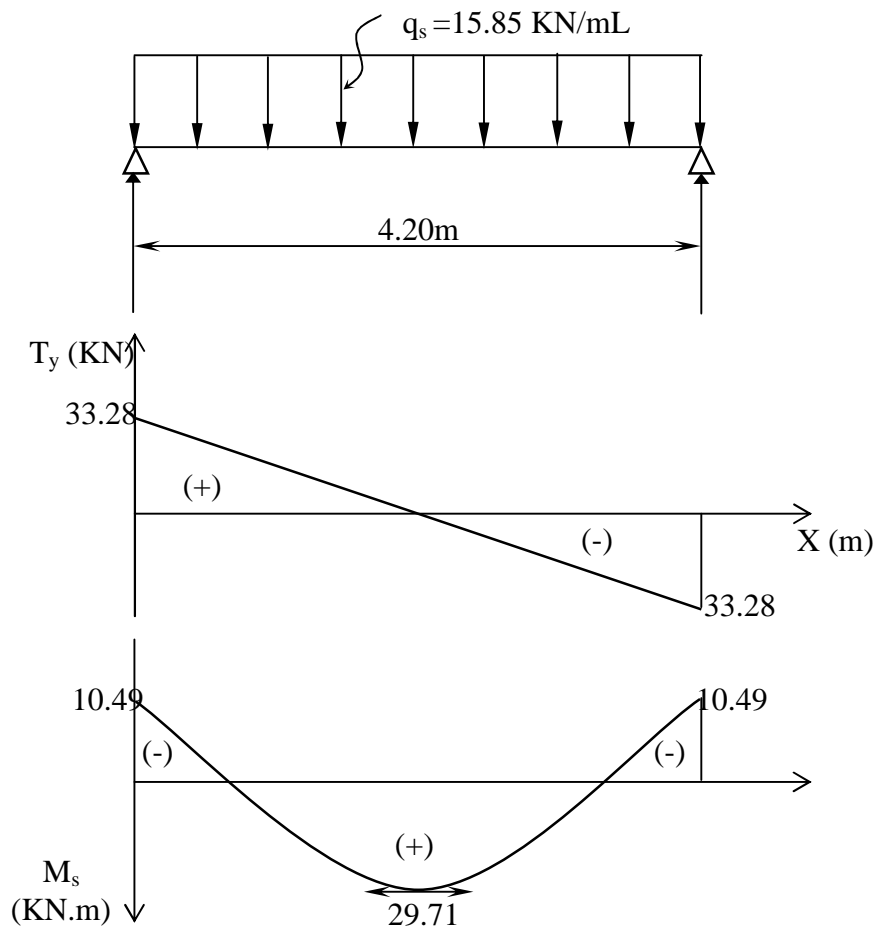
$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{15.85 \times 4.20}{2} = 33.28 \text{ KN}$$

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

Sur appuis :  $M_{sa} = -0.3 M_s^{\max} = -0.3 \times 34.95 = -10.49 \text{ KN.m}$

En travée :  $M_{st} = 0.85 M_s^{\max} = 0.85 \times 34.95 = 29.71 \text{ KN.m}$

➤ **Diagrammes des moments**



**Figure III.8.3** Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

### 1. Etat limite de compression du béton

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} ; \sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

#### a. Aux appuis

##### ▪ Contrainte dans l'acier

$$\rho_1 \% = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{1.57}{30 \times 32} \times 100 = 0.163$$

$$\rho_1 = 0.163 \Rightarrow K_1 = 60.76 \quad \beta_1 = 0.934$$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{10.49 \times 10^3}{0.934 \times 32 \times 1.57} = 223.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 223.55 \text{ MPa} \leq \sigma_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

##### ▪ Contrainte dans le béton

On doit s'assurer que :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$$

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

$$K_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{223.55}{60.76} = 3.679 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.679 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### b. En travée

##### ▪ Contrainte dans l'acier

$$\rho_1 \% = \frac{A_{st}}{b \times d} \times 100 = \frac{4.62}{30 \times 32} \times 100 = 0.481 \quad \rho_1 = 0.481$$

$$K_1 = 33.456 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.8968$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{29.71 \times 10^3}{0.8968 \times 32 \times 4.62} = 224.09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 224.09 \text{ MPa} \leq \sigma_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

##### ▪ Contrainte dans le béton

On doit s'assurer que :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$$

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{224.09}{33.456} = 6.69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.69 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

## 2. Vérification de la flèche

Les règles (Art.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99) précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites.

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{A_s}{b_0 \times d} < \frac{4.2}{f_e}$$

$$3) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

Avec :

h : hauteur totale.

L : portée entre nus d'appuis.

M<sub>t</sub> : moment max en travée.

M<sub>0</sub> : moment max de la travée isostatique.

A : section des armatures.

b : largeur de la section.

d : hauteur utile de la section droite.

Donc :

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{320} = 0.109 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{4.2}{400} = 0.0105 > \frac{4.62}{30 \times 32} = 0.0048 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{320} = 0.109 > \frac{29.71}{10 \times 29.71} = 0.10 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire car les 3 conditions sont vérifiées

### Conclusion

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS. Le ferrailage de poutre palière sera comme suit.

#### ➤ Armatures longitudinal

3HA10 aux appuis

3HA14 en travée

#### ➤ Armatures transversales

1 cadre et létrier en **HA10**

*CHAPITRE V***MODELISATION ET VERIFICATION DE RPA****IV.1 INTRODUCTION**

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable. En s'appuyant sur l'outil informatique qui nous offrons des résultats plus exacts et un travail plus facile. On peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

**IV.2 DESCRIPTION DU LOGICIEL ROBOT**

Le logiciel Robot-Bat est destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Cet effet permet en effet de créer des structures, les calculs tout en vérifiant les résultats obtenus et dimensionner leurs éléments spécifiques. La dernière étape gérée par ce logiciel est la création de la documentation pour la structure étudiée.

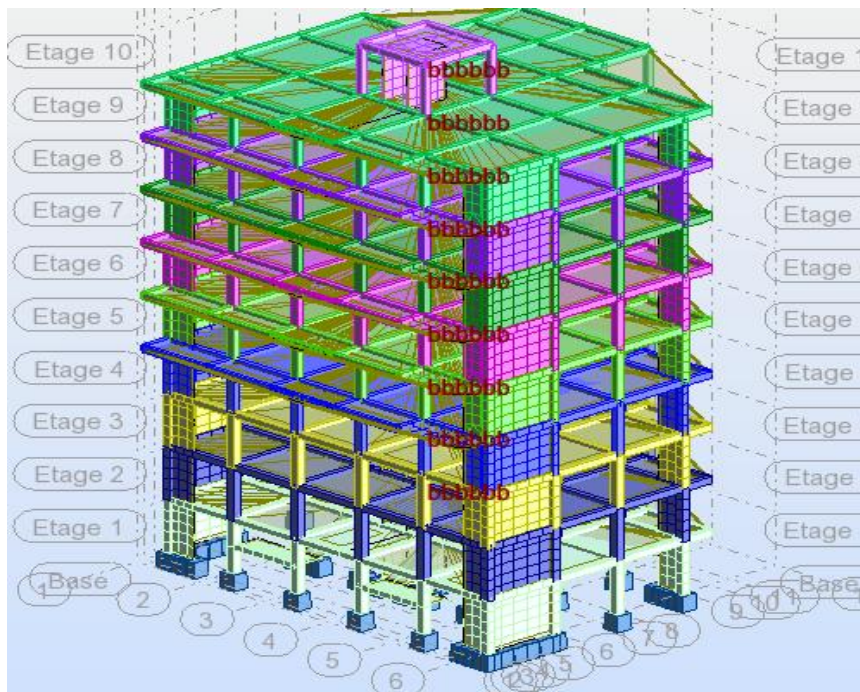


**Figure IV.1** Page d'accueil du logiciel Robot

### IV.3 ETAPES DE LA MODELISATION

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

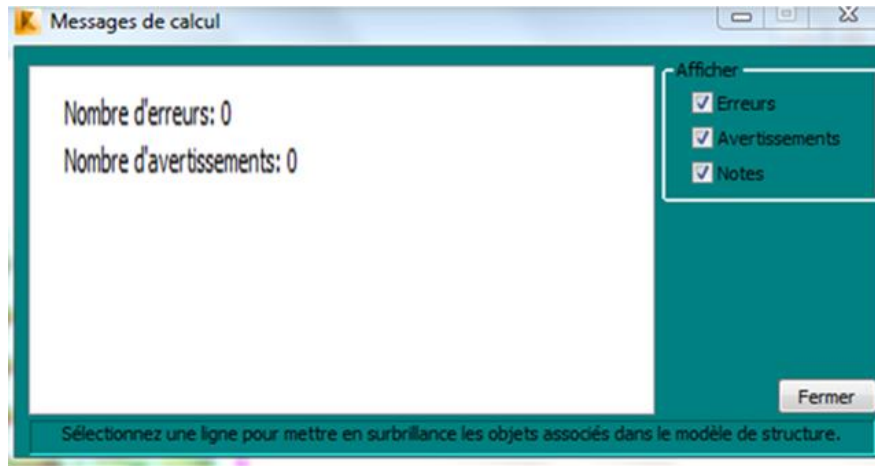
- Introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage),
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton,
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile....),
- Définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E),
- Affectation des charges revenant aux éléments,
- Introduction des combinaisons d'actions,
- Définition des nœuds maitres et inertie d'étages,
- Affectation des masses sismiques et inerties massiques,
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes),
- Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.



**Figure IV.2** Vue finale de la structure

## IV.4 VERIFICATION DE LA STRUCTURE

Avant de la modélisation. Dans le menu « **analyse** », on clique sur « **vérifier la structure** » et ROBOT nous affiche le nombre et la nature des erreurs.



### IV.4.1 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA STRUCTURE

Rappelons que notre structure est :

- Est classé dans le groupe d'usage 2,
- Le sol est de catégorie S3 (sol meuble), selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique,
- Se trouve dans une zone de sismicité élevée Zone IIa,
- La structure étudiée fait 30.6 m de hauteur.

D'après le RPA 99 révisé en 2003(article 4.1.1), il y a trois méthodes pour calculer les forces sismiques :

1. la méthode statique équivalente,
2. la méthode d'analyse modale spectrale,
3. la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Etant donné que notre structure est de groupe 2 et supérieur a 30 m en zone IIa la méthode équivalente ne peut être appliquée alors nous passons a la méthode d'analyse modèle spectrale.

## VI.5 VERIFICATION SELON LES EXIGENCES DU RPA

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région ou il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille pré existante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement par asismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable

On doit vérifier les conditions suivantes:

- Vérification de la participation modale,
- Justification vis-à-vis des déplacements,
- Vérification de l'effort tranchant à la base du bâtiment,
- Vérification de l'excentricité,
- L'effet du 2eme ordre (effet P- ),
- Efforts normales au niveau des poteaux.

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

#### VI.5.1 VERIFICATION DE LA PARTICIPATION DE LA MASSE MODALE

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (Article 4.3.4 RPA99 version 2003).

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

**Tableau IV.1** Valeurs des masses modales.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
3/ 1	3,500	0,286	78,197	0,185	0,0	78,197	0,185
3/ 2	4,086	0,245	78,415	74,200	0,0	0,219	74,015
3/ 3	5,641	0,177	78,416	75,062	0,0	0,000	0,862
3/ 4	10,266	0,097	89,609	75,075	0,0	11,194	0,013
3/ 5	12,685	0,079	89,620	89,490	0,0	0,011	14,415
3/ 6	14,271	0,070	90,457	89,622	0,0	0,837	0,132
3/ 7	16,859	0,059	90,459	89,794	0,0	0,002	0,171
3/ 8	18,122	0,055	93,843	89,804	0,0	3,385	0,010
3/ 9	22,955	0,044	93,858	93,661	0,0	0,015	3,857

- La valeur de la participation massique a atteint les 90% :

{

 Mode 6 dans le sens X  
 Mode 9 dans le sens Y

a) La masse modale :

### Mode I

$UX=78.197$  une translation suivant X

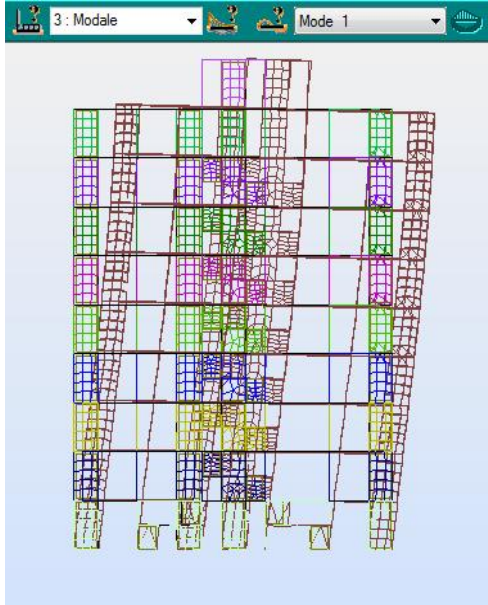


Figure. IV.3 Déplacement suivant X

### Mode II

$UY=74.015$  une translation suivant Y

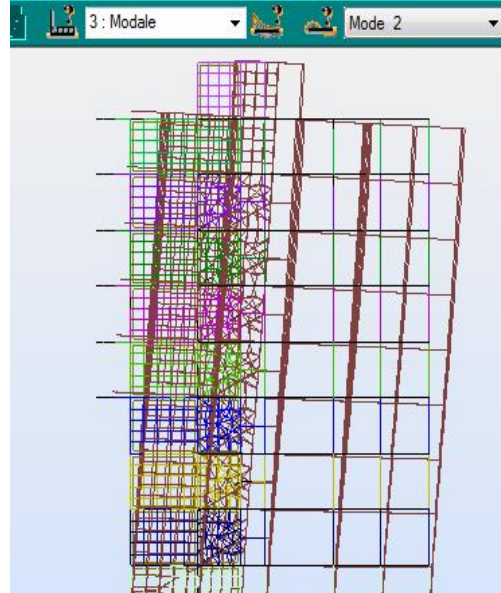


Figure .IV.4 Déplacement suivant Y

### Mode III

$UX=0.219$

$UY=0.862$

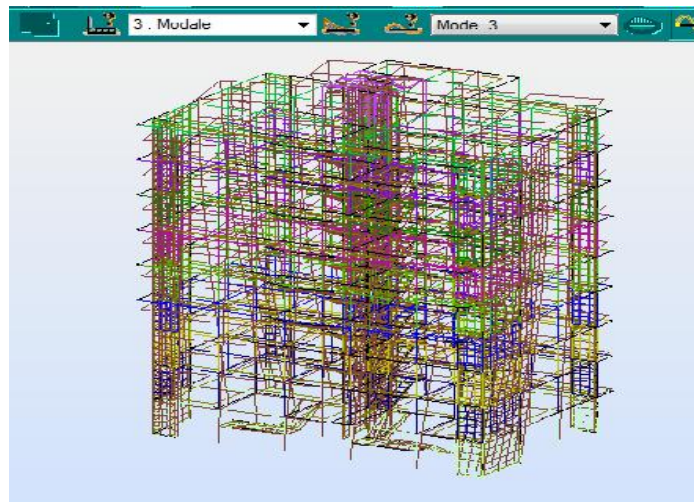


Figure IV.5 Rotation suivant X ; Y

### a. Estimation de la période fondamentale de la structure

- La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques
- La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_t h N^{3/4}$$

Avec :

$h$  : Hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ( N ).

$C_t$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau ( $C_t=0.05$ ).

$$T = 0,05 (30.6)^{3/4} = 0,65 \text{ s}$$

$$T_{\text{MODE 1}}^{\text{ER}} = 0,286 \text{ s} < 1, 3 \times 0,65 = 0,884 \text{ s} \text{ Condition vérifier.}$$

### b. Justification de système de contreventement

#### b.1 Sous séisme (E)

			Pourcentage
Effort Horizontal Total : [KN]	$F_x =$	14631,416	14631,416
	$F_y =$	14388,944	14388,943
Effort Horizontal Voiles : [KN]	$F_x =$	11061,615	75,60%
	$F_y =$	12294,049	85,44%
Effort Horizontal Poteaux : [KN]	$F_x =$	3569,801	24,40%
	$F_y =$	2094,894	14,56%

#### b.2 Sous charges verticales (E.L.S)

Effort Normal Total : [KN]	N=	715,03	719,153
Effort Normal Voiles : [KN]	N=	415,313	58,08%
Effort Normal Poteaux : [KN]	N=	303,84	42,49%

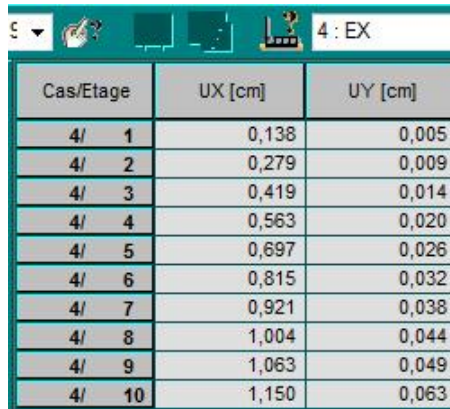
- Effort Horizontal Poteaux = 24.40 % < **25 %**
- Effort Horizontal Voile = 85.44 % > **75 %**

Donc système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé [Art 4.3 RPA9 mod2003].

### IV.5.2 LES DEPLACEMENTS ABSOLUS ET RELATIFS

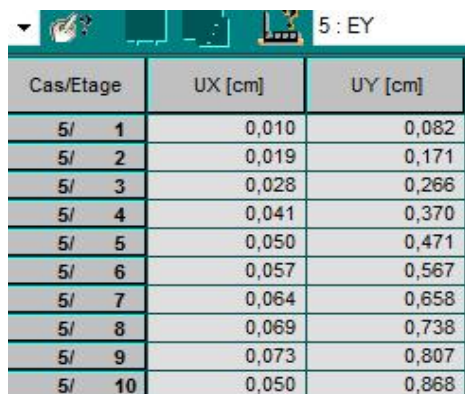
ROBOT permet d'obtenir tout les déplacements absolus de la structure sous forme de tableaux :

#### a. Déplacement absolu suivant l'action sismique EX



Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]
4/ 1	0,138	0,005
4/ 2	0,279	0,009
4/ 3	0,419	0,014
4/ 4	0,563	0,020
4/ 5	0,697	0,026
4/ 6	0,815	0,032
4/ 7	0,921	0,038
4/ 8	1,004	0,044
4/ 9	1,063	0,049
4/ 10	1,150	0,063

#### b. Déplacement absolu suivant l'action sismique EY



Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]
5/ 1	0,010	0,082
5/ 2	0,019	0,171
5/ 3	0,028	0,266
5/ 4	0,041	0,370
5/ 5	0,050	0,471
5/ 6	0,057	0,567
5/ 7	0,064	0,658
5/ 8	0,069	0,738
5/ 9	0,073	0,807
5/ 10	0,050	0,868

#### c. Déplacement relatif

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé selon le RPA 99(modifié 2003) comme suit :  $k = R \cdot e_k$

Tel que :

$e_k$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement = 4.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$k = k - k-1$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qu'il sont adjacents, et lorsqu'ils sont calculés ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage afin d'éviter l'écrasement de la maçonnerie ou l'apparition de fissures dans cette dernière.

**Tableau IV.2** Déplacements relatifs sous l'action  $E_x$  et  $E_y$ .

Niveaux	Max $U_x$ (cm)	$\delta k = R_x U_x$	$\Delta k = \delta k - \delta k-1$	Max $U_y$ (cm)	$\delta k = R_x U_y$	$\Delta k = \delta k - \delta k-1$	Hauteur de l'étage (cm)	1% de la hauteur (cm)	Condition
S M	1.186	4.744	0.432	0.890	3.56	0.024	306		Vérifiée
Etage 6	1.078	4.312	0.240	0.896	3.584	0.288	306	3.06	Vérifiée
Etage 5	1.018	4.072	0.432	0.824	3.296	0.340	306	3.06	Vérifiée
Etage 4	0.933	3.732	0.480	0.739	2.956	0.396	306	3.06	Vérifiée
Etage 3	0.825	3.300	0.145	0.640	2.56	0.42	306	3.06	Vérifiée
Etage 2	0.705	2.820	0.544	0.535	2.14	0.448	306	3.06	Vérifiée
Etage 1	0.569	2.276	0.628	0.423	1.692	0.456	306	3.06	Vérifiée
RDC	0.421	1.648	0.524	0.309	1.236	0.436	306	3.06	Vérifiée
Sous-sol 2	0.281	1.124	0.629	0.200	0.8	0.412	306	3.06	Vérifiée
Sous-sol 1	0.140	0.560	0.560	0.097	0.388	0.388	306	3.06	Vérifiée

#### d. Déplacement maximal

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante

$$\delta_{max} = f = h_t / 500$$

Avec :

f: La flèche admissible.

$h_t$ : La hauteur totale du bâtiment.

➤ **Sous l'action d' $E_x$**

$$\delta_{max} = 0,0118m \quad f = h_t/500 = 30,6/500 = 0,0612 \text{ m, Condition vérifiée.}$$

➤ **Sous l'action d' $E_y$**

$$\delta_{max} = 0,0089m \quad f = h_t/500 = 31,28/500 = 0,0612 \text{ m, Condition vérifiée.}$$

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieurs au déplacement admissible.

## VI.5.3 VERIFICATIONS DE LA FLECHE

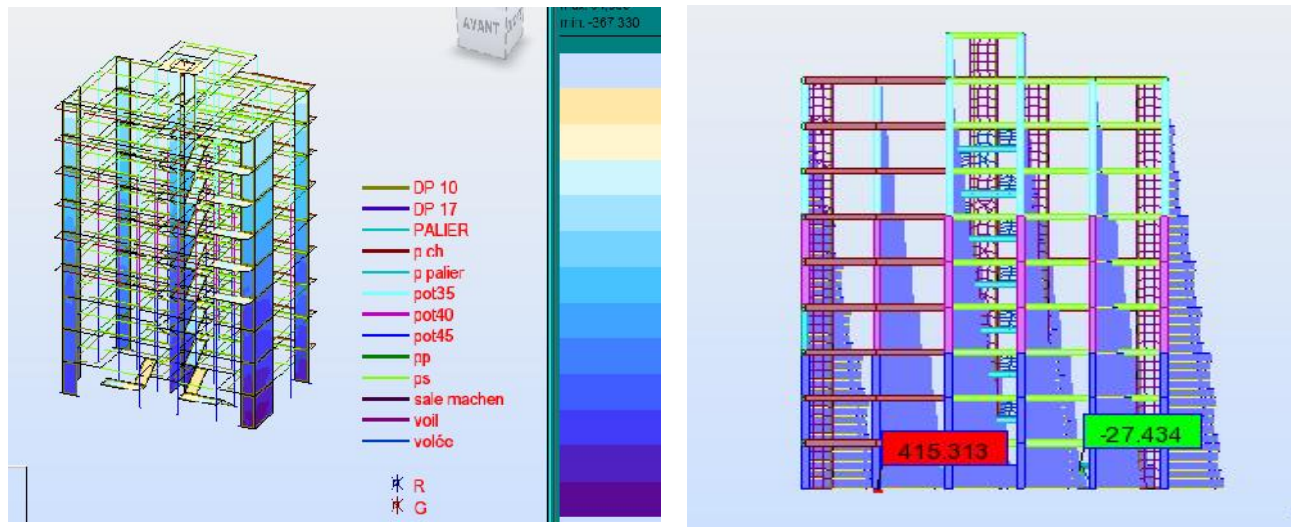


Figure IV.6 Efforts dans les voiles      Figure IV.7 Diagrammes des efforts dans les barres

*a. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base*

Le RPA exige que :

$V_{xxx}$  donné par le logiciel doit être  $\geq 80\%$  de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente (RPA 2003 Art 4.2).

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontale et verticale.

On la formule suivante :

$$V = \frac{ADQW}{R}$$

Avec :

$A$  : coefficient d'accélération de zone, donné par le RPA2003 tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$A = 0.15$$

$D$ : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$R = 4 \text{ (Portiques contreventés par des voiles).}$$

▪ **Calcul du poids total de la structure  $W_t$  du logiciel Robots**

**Tableau IV. 3** Le poids total de la structure.

Noeud/Cas/Mode	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
Cas	1 - G					
Mode						
Somme totale	-0,000	0,000	16095,647	-59,576	-6,472	1,262
Somme réactions	-0,000	0,000	16095,647	140792,630	-171719,827	0,001
Somme efforts	-0,000	-0,000	-16095,647	-140792,625	171719,828	0,000
Vérification	-0,000	0,000	0,000	0,005	0,001	0,001
Précision	6,94892e-005	5,30218e-016				
Cas	2 - Q					
Mode						
Somme totale	-0,000	0,000	1573,012	-10,148	-1,327	0,224
Somme réactions	-0,000	0,000	1573,012	10840,368	-19405,455	0,000
Somme efforts	0,000	0,0	-1573,012	-10840,364	19405,456	-0,000
Vérification	-0,000	0,000	0,000	0,003	0,001	0,000
Précision	1,37255e-004	2,45238e-014				

Avec :

: coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5.

=0.2 (Bâtiments d'habitation)

$$W = G + 0,2Q = 16095,647 + 0,2 \times 1573,012 = 16410,25 \text{ KN}$$

▪ **Facteur de qualité** : selon le RPA 99/modifié 2003 D'après le Tableau V.4

Il est en fonction de :

- La régularité en plan et en élévation ;
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement ;
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de  $Q$  est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$

$p_q$ : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  "satisfait ou non" donné par le tableau 4.4/RPA99.

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment. La variation de la masse est importante.

Pas de variation de la masse.

▪ **Conditions minimales sur les files de contreventement**

Condition vérifiée :  $P1x = P1y = 0$

- Redondance en plan : condition vérifiée :  $P2x = P2y = 0$
- La régularité en plan est non vérifiée :  $P3x = P3y = 0$
- La régularité en élévation est vérifiée :  $P4x = P4y = 0,05$

- Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :  
Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

✓ **Caractéristiques du spectre de réponse**

Les caractéristiques du spectre de réponse sont résumées dans le tableau suivant

**Tableau IV.4** Valeurs des pénalités dans les deux sens.

Critère q »	Pénalité Pq sens x-x	Pénalité Pq sens y-y
<b>Conditions minimales sur les files de contreventement</b>	0	0
<b>Redondance en plan</b>	0	0
<b>Régularité en plan</b>	0	0
<b>Régularité en élévation</b>	0.05	0.05
<b>Contrôle de la qualité de l'exécution</b>	0	0

$$Q=1+\sum q=1+2 \times 0,05 =1,1$$

▪ **Facteur d'amplification moyen D**

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen, donne par la formule (4.2) de RPA99, Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec:

$$T_{\text{Robot}}=0.286 \text{ S} \quad , \quad T_{\text{calcul}}=0.65 \text{ S}$$

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (RPA 99 ver 2003)

Site 3  $\rightarrow T_2 = 0,5 \text{ s}$  (Site meuble)

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donne par la formule suivante :

$$\eta = \frac{7}{(2 + \zeta)} = 0,763 \geq 0.7$$

Avec :

$\zeta$ : Pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux.

Voiles ou murs : remplissages en Béton armé/ maçonnerie = 10%

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 10)} = 0.763 \geq 0.7 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$T_2 < T_{ETABS} < 3.0 \text{ s Alors } \rightarrow D = 2.5 \quad (T_2/\text{Structure}) = 0.67$$

$$D = 2.5 \times 0.763 \times (0.5/0.65)^{2/3} = 1.59$$

- **sense longitudinal**

$$L_x = 21.45 \text{ m}$$

$$T_x = 0.09 \times \frac{30.6}{\sqrt{21.45}} = 0.59 \text{ S}$$

$$T = \min(0.59, 0.65) = 0.59$$

$$D_x = 2.5 \times 0.763 \times (0.5/0.59)^{2/3} = 1.78$$

$$V_x = A \cdot D_x \cdot Q \cdot W / R = 0.15 \times 1.78 \times 1.1 \times 16410.25/4 = 1204.92 \text{ KN.}$$

- **sense transversal**

$$L_y = 20.60 \text{ m}$$

$$T_y = 0.09 \times \frac{30.6}{\sqrt{20.60}} = 0.61 \text{ S}$$

$$T = \min(0.61, 0.65) = 0.59$$

$$D_y = 2.5 \times 0.763 \times (0.5/0.61)^{2/3} = 1.82$$

$$V = A \cdot D_y \cdot Q \cdot W / R = 0.15 \times 1.82 \times 1.1 \times 16410.25/4 = 1231.99 \text{ KN.}$$

**Tableau IV.5** Forces sismiques.

Réactions Repère global - Cas: 1 2 4 5						
Noeud/Cas/Mode	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
<b>Somme efforts</b>	0,000	0,0	-1573,012	-10840,364	19405,456	-0,000
<b>Vérification</b>	-0,000	0,000	0,000	0,003	0,001	0,000
<b>Précision</b>	1,37255e-004	2,45238e-014				
<b>Cas</b>	<b>4 - EX</b>					
<b>Mode CQC</b>						
<b>Somme totale</b>	2339,821	628,593	7491,941	89,409	976,076	14,930
<b>Somme réactions</b>	2337,857	99,634	0,000	1924,018	42767,195	21663,785
<b>Somme efforts</b>	2337,856	99,634	0,0	1924,020	42767,236	21663,747
<b>Vérification</b>	4675,713	199,268	0,000	3848,037	85534,431	43327,532
<b>Précision</b>	8,11259e-002	1,23490e-003				
<b>Cas</b>	<b>5 - EY</b>					
<b>Mode CQC</b>						
<b>Somme totale</b>	272,779	2290,421	7102,220	587,893	99,824	7,396
<b>Somme réactions</b>	99,585	2271,878	0,000	41556,231	1804,929	27666,925
<b>Somme efforts</b>	99,585	2271,880	0,0	41556,265	1804,930	27667,007
<b>Vérification</b>	199,170	4543,759	0,000	83112,496	3609,859	55333,932
<b>Précision</b>	8,11259e-002	1,23490e-003				

Forces sismiques V (KN) :

$$V_x = 1204.92 \text{ kN}$$

$$V_y = 1231.99 \text{ kN}$$

Récapitulatif des résultats :

$$V_x = 2337.856 \text{ kN} > 80\% \quad V_x = 0.8 \times 1204.92 = 963.94 \text{ Kn} ; \text{ condition vérifiée.}$$

$$V_y = 2271.88 \text{ kN} > 80\% \quad V_y = 0.8 \times 1231.99 = 985.59 \text{ kN} ; \text{ condition vérifiée.}$$

#### IV.5.4 VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT

ROBOT permet d'obtenir tout les déplacements absolus de la structure sous forme de tableau.

Barre/Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
1545/ 59/ 8 (C) (CQ)	715,003	1,202	73,691	0,006	-45,433	1,878
1664/ 53/ 8 (C) (CQ)	707,911	31,693	72,563	0,244	-44,571	15,281
1664/ 53/ 9 (C) (CQ)	674,416	86,892	17,142	0,501	-7,982	46,007
157/ 1/ 8 (C) (CQ)	647,330	28,733	48,821	-0,088	-34,628	14,262
1548/ 73/ 8 (C) (CQ)	637,761	0,358	69,281	0,012	-43,015	0,585
1667/ 82/ 8 (C) (CQ)	629,060	23,472	70,106	0,257	-43,266	10,814
1545/ 59/ 12 (C) (CQ)	622,487	0,994	70,440	0,011	-44,084	1,522
210/ 7/ 8 (C) (CQ)	611,306	1,360	51,480	0,027	-36,304	2,147
1626/ 77/ 9 (C) (CQ)	598,667	83,554	0,608	0,085	-1,000	19,841
157/ 1/ 9 (C) (CQ)	593,786	67,531	-3,926	-0,032	0,488	35,529
1667/ 82/ 9 (C) (CQ)	593,732	77,087	15,881	0,447	-7,390	40,777
1664/ 53/ 12 (C) (CQ)	580,170	23,481	68,441	0,186	-42,833	11,510
159/ 81/ 8 (C) (CQ)	580,086	20,289	48,199	-0,016	-34,124	9,802
1664/ 53/ 6 (C)	569,049	36,456	18,399	0,261	-7,726	16,660
1670/ 101/ 8 (C) (CQ)	566,238	21,245	65,559	0,236	-40,588	9,635
1551/ 95/ 8 (C) (CQ)	557,473	0,371	63,888	0,015	-39,937	0,590
1548/ 73/ 12 (C) (CQ)	557,210	0,396	66,557	0,013	-41,916	0,601
157/ 1/ 12 (C) (CQ)	553,974	22,539	51,851	-0,050	-35,857	11,369
210/ 7/ 12 (C) (CQ)	552,375	1,149	53,608	0,023	-37,142	1,788

Avec:

Nd: Effort normal de calcul s'exercant sur une section de beton sous combinaisons sismiques.

Bc: Aire (section brute) de cette dernière en (m).

fcj : Résistance caractéristique du béton.

Nd ( KN )	715.003
a ( m )	0.45
b ( m )	0.45
fcj (MPA)	25
v = 0,14123516 < 0.3 condition vérifiée	

La résultante des forces sismiques à la base **V** obtenue par combinaison des valeurs modales est inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

## IV.5.5 EXCENTRICITES

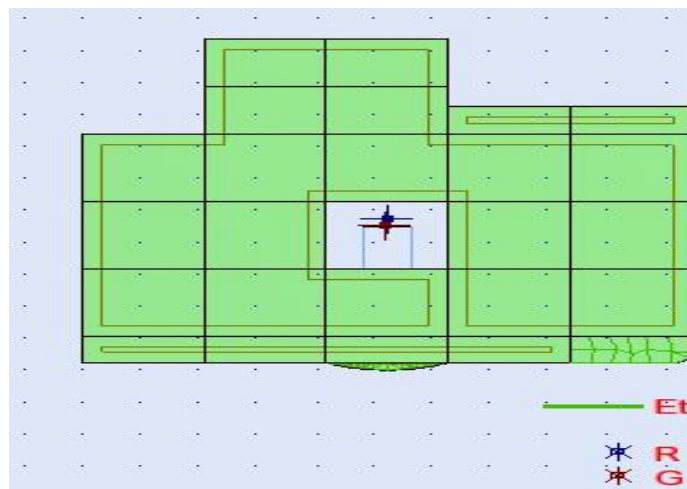
Les excentricités théoriques ( $ex_0$  ;  $ey_0$ ) données par Robot sont présentés dans le tableau suivant .

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	$I_x$ [kgm <sup>2</sup> ]	$I_y$ [kgm <sup>2</sup> ]	$I_z$ [kgm <sup>2</sup> ]	$ex_0$ [m]	$ey_0$ [m]	$ex_2$ [m]	$ey_2$ [m]
1/ 1	Etage 1	156148,805	322 9,082 2,091	492 8,957 2,091	5106147,807	7175942,782	11970720,637	0,170	0,125	0,0	0,0
1/ 2	Etage 2	147808,800	312 9,664 5,183	492 9,505 5,183	4575459,425	6860333,325	11135942,330	0,180	0,159	0,0	0,0
1/ 3	Etage 3	147808,800	312 9,664 8,243	492 9,505 8,243	4575670,634	6860323,764	11135931,300	0,180	0,159	0,0	0,0
1/ 4	Etage 4	146759,343	3 9,045 11,403	2 9,443 11,403	4829690,327	6787099,511	11327002,005	0,099	0,398	0,0	0,0
1/ 5	Etage 5	147180,323	4 9,062 14,461	4 9,449 14,461	4843863,615	6834747,604	11387812,470	0,071	0,387	0,0	0,0
1/ 6	Etage 6	147180,323	4 9,062 17,521	4 9,449 17,521	4843869,701	6834753,690	11387812,470	0,071	0,387	0,0	0,0
1/ 7	Etage 7	138569,377	5 8,965 20,624	6 9,411 20,624	4493997,313	6441666,407	10667244,874	0,051	0,445	0,0	0,0
1/ 8	Etage 8	138569,377	5 8,965 23,684	6 9,411 23,684	4494197,713	6441646,036	10667233,843	0,051	0,445	0,0	0,0
1/ 9	Etage 9	130229,372	2 8,971 26,790	6 9,551 26,790	4470638,427	6417714,387	10637006,725	0,055	0,580	0,0	0,0
1/ 10	Etage 10	25659,491	0 8,257 29,747	0 8,918 29,747	74135,534	71454,663	93591,500	0,000	0,661	0,0	0,0

*a. Les excentricités accidentelles ( $ex_1$  ;  $ey_1$ )*

Dans l'analyse tridimensionnelle le logiciel prend en compte en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à **0.05 L**.

Avec : L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique qui doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.



**Figure IV.8** Centre de gravité et centre de torsion.

Les valeurs de l'excentricité calculée par ROBOT sont données par les tableaux suivants

**Tableau IV.6** Centre de torsion et centre de masse de la structure.

Etage	Nom	Liste	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	Etage 1	1898 1919 1928		21,000	18,600	1,050	0,93
2	Etage 2	1897 1918 1927		21,000	18,600	1,050	0,93
3	Etage 3	1896 1917 1926		21,000	18,600	1,050	0,93
4	Etage 4	1895 1916 1925		21,000	20,751	1,050	1,03
5	Etage 5	1894 1915 1924		21,000	20,751	1,050	1,03
6	Etage 6	1893 1914 1923		21,000	20,751	1,050	1,03
7	Etage 7	1892 1913 1922		21,000	20,751	1,050	1,03
8	Etage 8	91 1912 1921		21,000	20,751	1,050	1,03
9	Etage 9	1899 1920 1929		21,000	20,751	1,050	1,03
10	Etage 10	1900A1911		4,200	4,200	0,210	0,21

On doit vérifier que suivant le sens x-x et y-y :

$$ex1-ey1 \leq 5\%Lx \text{ et } ex1-ey1 \leq 5\%Ly$$

On a :

A partir du tableau précédent donné par le logiciel ROBOT:

- Suivant le sens X-X :  $Lx_{\max} = 21.00$      $0.05 Lx = 1.05m$
- Suivant le sens y-y :  $Ly_{\max} = 20.751m$      $0.05Ly = 1.038m$

**Tableau IV.7** Vérification de l'excentricité théorique.

Etage	ex1-ey1	0.05Lx	0.05Ly	Condition
Sous sol 1	0.045	1.05	1.038	Vérifiée
Sous sol 2	0.021	1.05	1.038	Vérifiée
RDC	0.021	1.05	1.038	Vérifiée
Etage 1	0.299	1.05	1.038	Vérifiée
Etage 2	0.316	1.05	1.038	Vérifiée
Etage 3	0.316	1.05	1.038	Vérifiée
Etage 4	0.394	1.05	1.038	Vérifiée
Etage 5	0.525	1.05	1.038	Vérifiée
Etage 6	0.661	1.05	1.038	Vérifiée

L'excentricité à retenir d'après le RPA est la valeur maximale de l'excentricité théorique et accidentelle donc :

- $e_x = 1.05 \text{ m}$
- $e_y = 1.038 \text{ m}$

#### VI.4.6 VERIFICATION DE L'EFFET P-DELTA

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée ;
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale ;
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

Avec :  $P_K$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k».

$$P_K = W_{Gi} + 0.2W_{Qi}$$

$V_K$ : Effort tranchant d'étage au niveau «k».

$\Delta k$ : Déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1».

$h_k$ : Hauteur d'étage k .

Si  $\theta_K \leq 0.1 \rightarrow$  effet P-Delta peut être négligé.

Si  $0.1 < \theta_K < 0.2 \rightarrow$  Amplifiant les effets de l'action sismique par  $1/(1 - \theta_K)$ .

Si  $\theta_K \geq 0.2 \rightarrow$  Structure instable et doit être redimensionnée.

$$\theta = P_k \cdot k / V_k \cdot h_k > 0.10$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant.

**Tableau IV.8** Récapitulatif de l'effet P-

Caractéristiques des niveaux			Sens x-x			Sens y-y		
NIVEAU	P (KN)	hk	$\Delta k$	Vk	$\theta_x$	$\Delta k$	Vk	$\theta_y$
S M	311.653	3.06	0.00432	94.196	0.0047	0.00240	098.197	0.0025
Etage 6	1784.326	3.06	0.0074	468.964	0.0092	0.00288	453.360	0.0037
Etage 5	3518.430	3.06	0.0074	864.853	0.0100	0.00340	815.481	0.0049
Etage 4	5380.653	3.06	0.00032	1203.54	0.00046	0.00396	1107.363	0.0063
Etage 3	7230.134	3.06	0.0048	1502.73	0.00750	0.00420	1294.096	0.0077
Etage2	9112.998	3.06	0.00544	1765.99	0.00910	0.00448	1499.300	0.0089
Etage1	1990.936	3.06	0.00592	1985.52	0.0019	0.00456	1677.465	0.0098
R D C	12620.689	3.06	0.0056	2143.71	0.0107	0.00436	1703.891	0.0105
S S2	14288.629	3.06	0.00564	2264.049	0.0116	0.00412	1801.673	0.0106
S S1	16410.249	3.06	0.0056	2337.86	0.00128	0.00388	1843.223	0.0112

On constate que  $\theta_X$  et  $\theta_Y$  sont inférieurs à « **0.1** ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

### Conclusion

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- L'effort tranchant à la base est vérifié,
- Le pourcentage de participation massique est vérifié,
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés,
- L'excentricité est vérifiée,
- L'effet P-Delta est vérifié.

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments.

## CHAPITRE V

## FERRAILLAGE DES ELEMENTS

## V.1 FERRAILLAGE DES POTEAUX

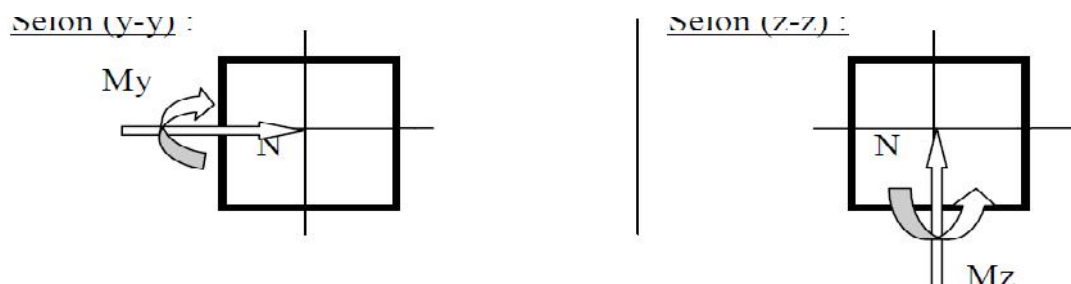
## V.1.1 INTRODUCTION

Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal), en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant,
- Effort normal minimal et le moment correspondant,
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant.

En tenant compte des combinaisons suivantes :

- $1,35G+1,5Q$  à l'ELU
- $G+Q$  à l'ELS
- $G+Q\pm E$  RPA 2003
- $0,8G\pm E$  RPA 2003



**Figure V.1** Les moments et efforts dans les poteaux en flexion composée dans les deux Sens

## V.1.2 RECOMMANDATION DU RPA 2003

*1. Armature longitudinales*

Les armatures longitudinales doivent être :

- En haute adhérences (HA), droites et sans crochets ;
- Le diamètre minimal est de 12 mm ;
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40.\phi$  (Zone a) ;
- La distance entre les barres verticales dans la face du poteau ne doit pas dépasser 25cm ;
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrillés Symétriquement.

**a. Pourcentage minimal**

Le pourcentage minimal de l'acier est de (0,8%) de la section du poteau

- Poteau (45×45) :  $A_{\min} = 0.008 \cdot (45 \times 45) = 16.2 \text{ cm}^2$ .
- Poteau (40×40) :  $A_{\min} = 0.008 \cdot (40 \times 40) = 12.8 \text{ cm}^2$ .
- Poteau (35×35) :  $A_{\min} = 0.008 \cdot (35 \times 35) = 9.8 \text{ cm}^2$ .

**b. Pourcentage maximal**

Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de (6%.b.h)

- Poteau (45×45) :  $A_{\max} = 0.06 \cdot (45 \times 45) = 121.5 \text{ cm}^2$
- Poteau (40×40) :  $A_{\max} = 0.06 \cdot (40 \times 40) = 96.0 \text{ cm}^2$
- Poteau (35×35) :  $A_{\max} = 0.06 \cdot (35 \times 35) = 73.5 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximal en zone courante sera de (4%.b.h)

- Poteau (45×45) :  $A_{\max} = 0.04 \cdot (45 \times 45) = 81 \text{ cm}^2$
- Poteau (40×40) :  $A_{\max} = 0.04 \cdot (40 \times 40) = 64 \text{ cm}^2$
- Poteau (35×35) :  $A_{\max} = 0.04 \cdot (35 \times 35) = 49 \text{ cm}^2$

**2. ARMATURES TRANSVERSALES**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

Avec :

$A_t$  : Armatures transversales.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales tel que

- $S_t \leq \min(10.\phi_l ; 15 \text{ cm})$  en zone nodale.
- $S_t \leq 15.\phi_l$  en zone courante.

Avec :

( $\phi_l$ ) : Diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

$\rho$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant tel que :

- $\rho = 2.50$  si l'élançement géométrique ( $g \geq 5$ ).
- $\rho = 3.75$  si l'élançement géométrique ( $g < 5$ ).

$V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$H_1$  : Hauteur total de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique des armatures transversales, ( $f_e = 400 \text{ MPa}$ )

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée comme suite nous avons :

$\lambda_g$  : Elançement géométrique du poteau tel que :

- Si  $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{\min} = 0.3\% \cdot b_0 s_t$ .
- Si  $\lambda_g \geq 3 \Rightarrow A_{\min} = 0.8\% \cdot b_0 s_t$ .
- Si  $3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow A_{\min}$  par interpolation entre les valeurs précédentes

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$l_f$  : Longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par un crochet à 350° ayant une longueur (10Øt) minimale.

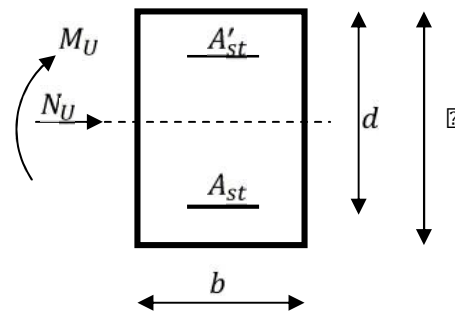
« a » et « b » représentent les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

**V.1.3 LES ETAPES DE CALCUL DES ARMATURES EN FLEXION COMPOSEE A L'ELU**

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 deux cas suivants :

- a - Section partiellement comprimée (SPC).
- b - Section entièrement comprimée (SEC).

Calcul du centre de pression :  $e = \frac{M_u}{N_u}$



**Figure V.2** Schéma des moments et efforts d'une section partiellement comprimée.

**1. SECTION PARTIELLEMENT COMPRIMEE (SPC)**

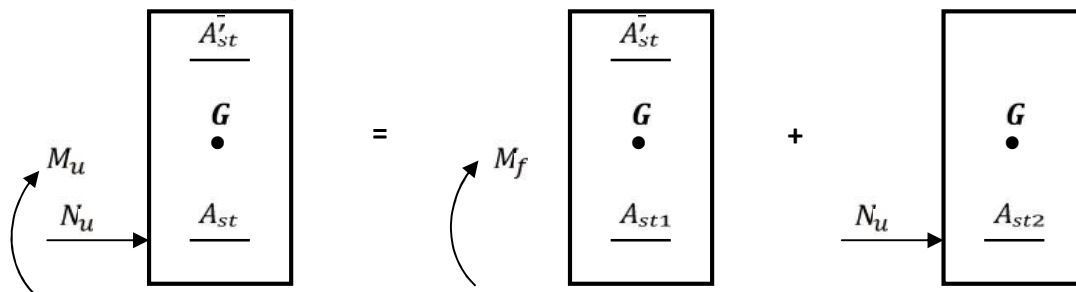
La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\begin{cases} e = \frac{M_u}{N_u} \geq (\frac{h}{2} - c) \\ (d - c')N_u - M_f \leq 0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} bh^2 f_{bc} \end{cases}$$

Avec :

$M_f$  : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right)$$



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

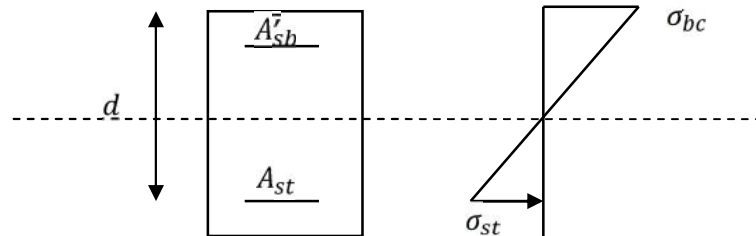
$$\mu \leq \mu_l = 0.392 \quad \text{donc la section est simplement armée (SSA)}$$

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} \quad ; \quad A' = 0$$

D'où la section réelle est :  $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$  si l'effort est négatif.

si  $A_{st}$  est négative  $A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}, 0,23bh \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$

si  $\mu > \mu_l = 0.392$  donc la section est doublement armée (SDA).



On calcul :

$$M_R = \mu_l b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_R$$

Avec :  $M_R$  moment ultime pour une section simplement armée

$$A_{st1} = \frac{M_R}{\beta_r d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}}$$

$$A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} \text{ Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

La section réelle d'armature est :  $A'_{st} = A'$  ,  $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

## 2. SECTION ENTIEREMENT COMPRIMEE (SEC)

La section est entièrement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u d - c' - M_f > 0.337 - 0.81 \frac{C'}{h} b h^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

Il y a deux cas possible de ferrailage, après vérification de la condition ci-dessus :

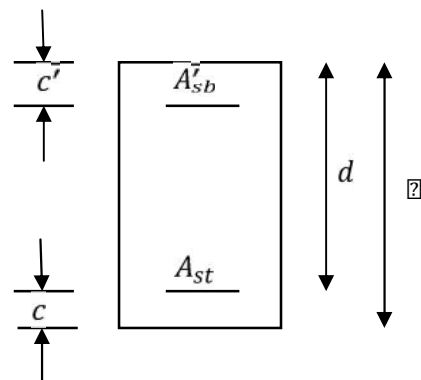
### 1<sup>er</sup> Cas : Section Simplement Armée (S.S.A)

$$\text{➤ Si : } N_u d - c' - M_f < 0.5 - \frac{C'}{h} b h^2 f_{bc} \implies A'_{st} \neq 0 \quad ; \quad A_{st} = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{N - 100 \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{st} = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N d - C' - 100 M_u}{100 b h^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{C'}{h}}$$



## V.1.4 CALCUL DE FERRAILLAGE

Les résultats des efforts internes des poteaux pour chaque combinaison, sont extraits à l'aide du logiciel **ROBOTS**, tant dit que le ferrailage se fait à l'aide du logiciel **SOCOTEC**. Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.1 Ferrailages des poteaux.

$N_{iv}$	Zone	Efforts normaux.	$M$	$e$	$\frac{h}{2} - c$	$Obs$	$A_{s_c}$	$A_{st}$	$A_{mi_n}$	$A_{ad}$	Ferrailage
S-sol1 S-sol2 RDC	45	Nmax=715.01	45.43	0.064	0.205	SPC	0	0	16.2	20.59	4HA20+ 4HA16
	X	Nmin=140.64	43.06	0.306	0.205	SPC	0	0		20.59	
	45	Ncor =674.42	28.28	0.042	0.205	SPC	0	8.29		20.59	
1 <sup>er</sup> 2 <sup>ème</sup> 3 <sup>ème</sup>	40	Nmin =454.99	28.28	0.062	0.180	SPC	0	0	12.8	14.19	4HA16+ 4HA14
	X	Nmin=122.89	27.09	0.220	0.180	SPC	0	0		14.19	
	40	Ncor =454.99	42.55	0.094	0.180	SPC	0	5.56		14.19	
4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup> 6 <sup>ème</sup>	35	Nmax=207.80	11.32	0.055	0.155	SPC	0	0	9.8	10.68	4HA14+ 4HA12
	X	Nmin=66.18	11.02	0.166	0.155	SPC	0	0		10.68	
	35	Ncor =207.82	11.32	0.055	0.155	SPC	0	0		10.68	

## V.1.5 VERIFICATION A L'ELU

## 1. Armatures transversales

- **Selon le (Art A.8.1.3 BAEL91/V99)**

Le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales doit être égal au moins à :

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{\max}$$

Avec :  $\phi_L$  : c'est le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_t = \frac{1}{3} 20 = 6.66 \text{ mm soit: } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

- **Selon le RPA**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux. Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \quad (\text{RPA99/2003 : formule 7.1})$$

Avec :

$A_t$  : section d'armature transversale

$V_u$  : effort tranchant de calcul

$h_1$  : hauteur totale de la section brute

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale  $f_e = 400$  MPa.

$\rho_a$  : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = 3.5 \Rightarrow \begin{cases} 2.5 \lambda_g \geq 5 \\ \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec :

L'élanement  $g$  est donné par la relation :  $g = \frac{l_f}{a}$

(a, b) : dimensions de la section droite du poteau

Telle que :

$$l_f = 0.7 \times l_0$$

$l_0$  : longueur libre du poteau.

$l_f$  : La longueur de flambement des poteaux

$$\text{Sous-sols 1 et 2 Poteau de } (45 \times 45) \text{ cm}^2 : g = \frac{0.7 \times 306}{45} = 4.760$$

$$\text{RDC Poteau de } (45 \times 45) \text{ cm}^2 : g = \frac{0.7 \times 306}{45} = 4.760$$

$$\text{1er Etage et 2}^{\text{ème}} \text{ et 3}^{\text{ème}} \text{ étage Poteau de } (40 \times 40) \text{ cm}^2 : g = \frac{0.7 \times 306}{40} = 5.355$$

$$\text{Du 4}^{\text{ème}} \text{ au 6}^{\text{ème}} \text{ étage Poteau de } (35 \times 35) \text{ cm}^2 : g = \frac{0.7 \times 306}{35} = 6.120$$

## 2. Calcul de l'espacement (RPA 99 V2003)

### ▪ Dans la zone nodale

$$S_t \leq \min (10\phi_L^{\min}; 15\text{cm}) \dots \dots \text{Zone II}$$

$$S_t \leq \min (10 \times 1.2 \text{ cm}, 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$$

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

### ▪ Dans la zone courante

$$S_t \leq \min (15\phi_L^{\min} \text{ cm}, 35 \text{ cm}, (10+a) \text{ cm}) = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm}$$

Avec : (a) c'est la petite dimension transversale des poteaux.

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

### ▪ Délimitation de la zone nodale

#### - Poteaux du sous-sol 1 et 2

$$h' = \max \left[ \frac{h_e}{6}, b, h, 60 \right] = \left[ \frac{306-45}{6}, 45, 45, 60 \right] = 60 \text{ cm.}$$

#### - Poteaux du RDC

$$h' = \max \left[ \frac{h_e}{6}, b, h, 60 \right] = \left[ \frac{306-45}{6}, 45, 45, 60 \right] = 60 \text{ cm.}$$

Donc on opte pour  $h' = 60 \text{ cm}$

#### - Poteaux de 1<sup>er</sup> au 3<sup>ème</sup> étage

$$h' = \max \left[ \frac{h_e}{6}, b, h, 60 \right] = \left[ \frac{306-40}{6}, 40, 40, 60 \right] = 60 \text{ cm.}$$

b et h : dimensions du poteau.  
 he : hauteur entre nus des poutres.

- **Poteaux de 4<sup>ème</sup> au 6<sup>ème</sup> étage**

$$h' = \max \left[ \frac{h_e}{6}, b, h, 60 \right] = \left[ \frac{306-35}{6}, 35, 35, 60 \right] = 60 \text{ cm}$$

b et h : dimensions du poteau.  
 he : hauteur entre nus des poutres

		45×45 cm <sup>2</sup>		40×40 cm <sup>2</sup>	35×35 cm <sup>2</sup>
		S-Sol	RDC		
Vu kN		28,42		14,30	5,40
g		4,76	5,35	5,35	5,58
g		4,34	4,34	6.12	5,58
A <sup>t</sup> <sub>min</sub> =0,3%S <sub>ib</sub>	Zone nodale	1,34	1,35	1,2	1,05
	Zone courante	1,61	1,61	1,44	1,26
A <sub>iRPA</sub> calculée	Zone nodale	2,01		2,01	2,01
	Zone courante	2,01		2, 01	2,01
A <sub>adoptée</sub>		2,01			
Choix		4HA8			

**3. Vérification des contraintes tangentielles (ART 7.4.2.2 RPA 2003)**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b d} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} \quad \text{et} \quad \tau_u = \min \left( \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_b = 0,075 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \quad \text{donc } \tau_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa} \\ \rho_b = 0,04 \text{ Si } \lambda_g < 5 \quad \text{donc } \tau_{bu} = 0,04 \times 25 = 1 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Exemple de calcul :

▪ **Poteau (45×45)**

$$\tau_b = \frac{28,42 \times 10^3}{450 \times 420} = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,15 \text{ MPa} < \tau_{bu} = 1,88 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Tous les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.2** Vérification de l'effort tranchant.

Poteaux courants									
zone	b	d	V <sub>u</sub>	τ <sub>b</sub>	γ <sub>g</sub>	ρ <sub>b</sub>	τ <sub>bu</sub>	τ̄ <sub>u</sub>	OBS
1	45	42	28.42	0.15	4.76	0.04	1.88	3.33	Les deux conditions sont Vérifiées
					4.34	0.04	1.88		
2	40	37	14.30	0.10	5.35	0.075	1	3.33	
3	35	32	5.396	0.05	6.12	0.075	1	3.33	

**VI.1.6 Vérification à L'ELS**

**1. Condition de non fragilité**

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23 f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \times b.d$$

**2. Vérification des contraintes à l'ELS**

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa. (BAEL 91/ a.4.5.2)}$$

Si  $e_x = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$  donc la section est entièrement comprimée.

Si  $e_x = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6}$  donc la section est partiellement comprimée.

**3. Vérification d'une section partiellement comprimée**

Pour vérifier les contraintes du béton on doit calculer :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

Avec :

y<sub>1</sub> : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y<sub>2</sub> : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

L<sub>c</sub>: la distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y<sub>2</sub> : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :

$$y_2^3 + py_2 + q = 0.$$

$$l_c = \frac{h}{c} - e_x$$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6n A_u \frac{(l_c - c')}{b} + 6n A_u \frac{(d - l_c)}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 6n A_u \frac{(l_c - c')^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ: Δ = q<sup>2</sup> +  $\frac{4p^3}{27}$

$$\text{Si } 0 < t = 0.5 \sqrt[3]{\frac{q}{4}} ; y_2 = u - \frac{p}{3.u}$$

Si  $< 0$  l'équation trois racines

$$y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{a}{3}\right) ; y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{a}{3} + 120\right) ; y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{a}{3} + 240\right)$$

$$\text{Avec : } \alpha = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \frac{-3}{p}\right) ; \beta = 2 \sqrt[3]{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + l_c < h$$

Donc :  $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 A_u (d - y_1)^2 + A_u (y_1 - d')^2$$

#### 4. Vérification des contraintes de compression dans le béton

$$b_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} y_1 \quad b_{bc} \text{ (Art. A.4.5.2/BAEL91)}$$

#### 5. Vérification d'une section entièrement comprimée

On calcule l'aire de la section homogène totale :  $S = b \cdot h + 15 \cdot (A_1 + A_2)$

On détermine la position du centre de gravité résistant qui est situé à une distance  $X_G$  au-dessus du CDG géométrique.

$$X_G = \frac{A_1 \cdot 0.5h - c - A_2 (d - 0.5h)}{b \cdot h + 15(A_1 + A_2)}$$

On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b h^3}{12} + b h X_G^2 + 15 A_1 (0.5h - c - X_G)^2 + A_2 (d - 0.5h + X_G)^2$$

Les contraintes dans le béton sont :

$$\text{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} e_s - X_G \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

$$\text{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} e_s - X_G \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$

#### Remarque

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

On vérifie que la plus grande de ces contraintes ne dépasse pas la contrainte admissible du béton.

$$\text{Max}(\text{sup}, \text{inf}) \leq b_{bc}$$

#### 6. Etat limite d'ouverture des fissurations (contrainte dans l'acier)

D'après les conditions agressives de l'environnement, on considère la fissuration est très préjudiciable.

$$s_t = s_{st} = \min(0.5 \times f_e ; 90 \sqrt[3]{\frac{nf_{t28}}{2 \times 2.1}}) = 0.5 \times 400 ; 90 \sqrt[3]{\frac{2 \times 2.1}{2}} = 184.45 \text{ MPa}$$

Le tableau qui suit résume tous les résultats du calcul :

**Tableau V.3** Vérification des contraintes à l'ELS.

Zone	N (KN.m)	M (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bsu}$ MPa	$\sigma_{bin}$ MPa	$\sigma_b$ MPa	$\sigma_{sin}$ MPa	$\sigma_{ssu}$ MPa	$\sigma_s$ MPa	OBS
(45X45)	415,313	-5,638	4HA20	2,03	1,58	15	24,00	24,80	348	CV
	159,917	0,226	+	0,92	0,50		07,73	08,43		
	352,250	21,568	4HA16	3,30	0,00		07,7	02,20		
(40X40)	266,221	-3,395	4HA16	1,64	1,33	15	20,30	20,30	348	CV
	73,985	0,097	+	0,54	0,30		04,70	04,80		
	258,300	6,340	4HA14	2,37	0,65		11,10	11,70		
(35X35)	108,999	-1,260	4HA14	0,86	0,72	15	11,00	11,00	348	CV
	12,690	-0,003	+	0,11	0,07		1,14	1,12		
	96,433	-3,702	4HA12	0,45	0,90		13,10	12,90		

## V.2 FERRAILLAGE DES POUTRES

### V.2.1 INTRODUCTION

Les poutres en béton armée, sont des éléments structuraux non exposés aux intempéries, sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Leur calcul se fera en flexion simple en considérant la fissuration comme étant peu nuisible, et leur ferraillement se fera en fonction des efforts calculés par **ROBOT** qui résultent des combinaisons de charge les plus défavorables, décrites par le **RPA 99 version 2003** et le **BAEL 91/99** : Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- a-  $1.35G + 1.5Q$  : à L'ELU.
- $G + Q$  : à L'ELS.
- b-  $G + Q + E$  : RPA99 révisé 2003.
- $0.8G \pm E$  : RPA99 révisé 2003.

### V.2.2 RECOMMANDATIONS DU RPA99/ VERSION 2003

#### 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 principales :  $A_{\min} = 0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire :  $A_{\min} = 0,005 \times 35 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

➤ Poutres principales (40×30) :

$$A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante)}$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

➤ Poutres secondaires : 35×30

$$A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante)}$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

➤ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.

- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  en zone II a.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de **2 U** superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances le permettent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

- Les directions de recouvrement de ces **U** doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des **U** d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

On doit avoir un espacement maximum de **10 cm** entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

## 2. Armatures transversales (art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée (si les armatures comprimées sont nécessaires)

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi\right).$$

- En dehors de la zone nodale :  $S_t \leq \frac{h}{2}$

La valeur du diamètre  $\Phi$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### VI.2.3 ETAPES DE CALCUL DE FERRAILLAGE

#### 1. Calcul du moment réduit « $\mu$ »

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}}$$

On a deux cas :

**1er cas : Section simplement armée**  $A_C = 0$

Si  $\mu < \mu_i = 0,392$  la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$\tilde{\mu} = \frac{M_u}{sd^2t}$$

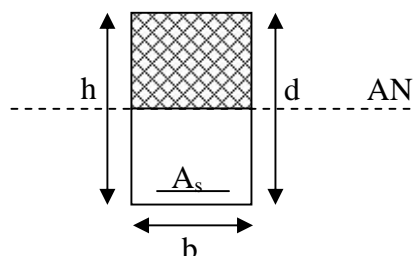


Figure V.2.1 Section simplement armée.

**2<sup>ème</sup> cas : Section doublement armée**  $A_C \neq 0$

Si  $\mu > \mu_i = 0,392$  la section d'acier nécessaire sera donnée par les formules suivantes :

- Armatures tendues :  $A_s = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$

- Armatures comprimées :  $A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$

Avec :  $M_e = \mu e \times b \times d_1 \times f_{bu}$  ;  $f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$

$M = M_u - M_e$

$M_u$  : Moment sollicitant.

$M_e$  : Moment limite pour qu'une section soit simplement armé

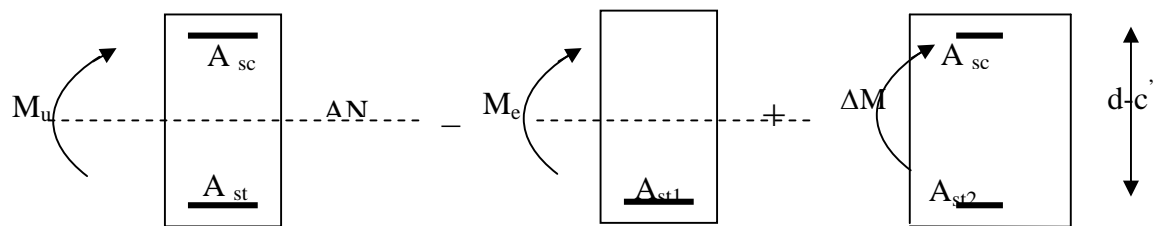


Figure V.2.2 Section doublement armée.

**Remarque**

On utilisera dans nos calculs les paramètres suivant :

Tableau V.4 Récapitulatif des paramètres de calcul.

	$f_{c28}$ MPA	$f_e$ MPA	$f_{bu}$ MPA	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\theta$	$\sigma_{st}$ MPA
Situation accidentelle	25	400	18.48	1.15	1	0.85	400
Situation courant	25	400	18.48	1.5	1.15	1	348

**2. Les efforts internes dans les poutres**

Les valeurs extrêmes globales des efforts sont résumées dans les tableaux ci-dessous, selon les différentes combinaisons.

□ **Poutre principales (40×30)**

**Tableau V.5** Valeurs extrêmes des efforts dans les poutres principales.

	Moment KN		Effort		Elément	Combinaison	Situation
	$M_{Ut}$		$N_{Ut}$				
<b>Travée</b>	$M_{Ut}$	46.007	$N_{Ut}$	715.003	1664	ELU	Courante
<b>Appuis</b>	$M_{Ua}$	-66.48	$N_{Ua}$	-140.64	1545	G+Q+EY	ACC

□ **Poutres secondaires (35×30)**

**Tableau V.6** Valeurs extrêmes des efforts dans les poutres secondaires.

	Moment KN		Elément	Effort		Combinaison	Situation
	$M_{Ut}$			$N_{Ut}$			
<b>Travée</b>	$M_{Ut}$	10.708	724	$N_{Ut}$	51.943	ELU	Courante
<b>Appuis</b>	$M_{Ua}$	-29.9	440	$N_{Ua}$	-37.047	G+Q+EY	ACC

## V.2.4 FERRAILLAGE DES POUTRES

### 1. Exemple de calcul

▪ **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{66.48}{30 \times 37^2 \times 18.48} = 0.007 < \mu_{id} = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0.007$$

$$\beta = 0.981$$

$$A_t = A_t = \frac{M_{Ua}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{66.48 \times 10^3}{30 \times 37 \times 400} = 4.86 \text{ cm}^2$$

▪ **En travées**

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{46.009}{30 \times 37 \times 14.2} = 0.0078 < \mu_{id} = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0.007 \quad ; \quad \beta = 0.98$$

$$A_t = \frac{M_{Ua}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{46.009 \times 10^3}{30 \times 37 \times 400} = 3.65 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**2. Ferrailage des poutres principales (40 X 30)**

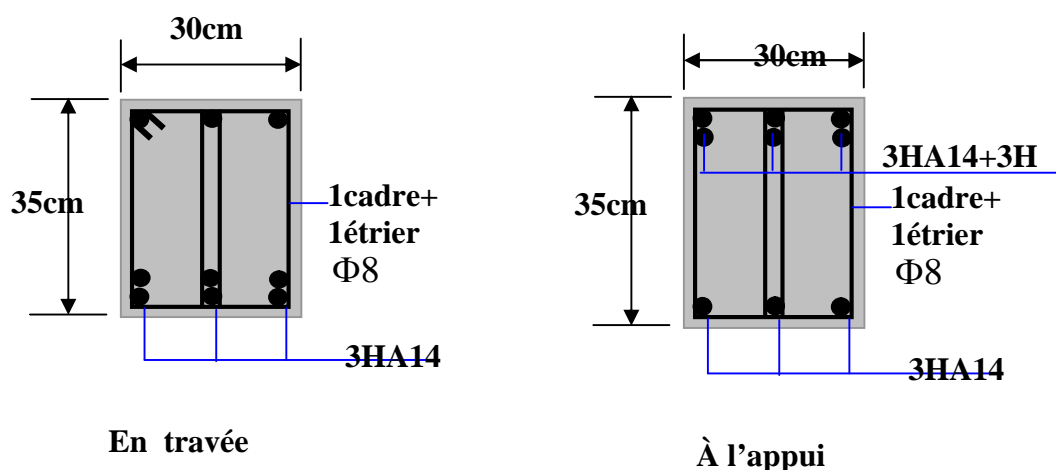
**Tableau V.7** Ferrailage de poutres principales.

		$M_u$ KN.m	$\mu$	OBS	$\beta$	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	$A_{adop}$ cm <sup>2</sup>	Ferrailage
Poutre Principale	En Travée	46.009	0.008	SSA	0.98	3.65	0	6.88	3HA14 + 2HA12
	Aux Appuis	66.488	0.007	SSA	0.981	4.58	0	6.88	3HA14 + 2HA12

**3. Ferrailage des poutres secondaires (35 X 30)**

**Tableau V.8** Ferrailage de poutres secondaires.

		$M_u$ KN.m	$\mu$	OBS	$\beta$	$A_s$ cm <sup>2</sup>	$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	$A_{adop}$ cm <sup>2</sup>	Ferrailage
Poutre Secondaire	En Travée	10.708	0.002	SSA	0.994	0.97	0	5.75	3HA14fil + 1HA12chap
	Aux Appuis	29.900	0.006	SSA	0.986	2.94	0	5.75	3HA14fil + 1HA12chap



**Figure V.2.3** Ferrailage des poutres secondaires.

### V.2.5 Vérification a l'ELU

1. Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art b.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99).

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F :  $A_{St} \geq A_{Stmin}$

#### a. Calcul de la section minimale

$$A_{St} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \text{ Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28}$$

#### a.1 Poutres principales

$$A_{St} \geq \frac{0,23 \times 30 \times 37 \times 2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2$$

- *Aux appuis*

$$A_{Adopte} = 6,88 \text{ cm}^2 > A_{Stmin} = 1,34 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

- *En travées*

$$A_{Adopte} = 6,88 \text{ cm}^2 > A_{Stmin} = 1,34 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

#### a.2 Poutres secondaire

$$A_{St} \geq \frac{0,23 \times 30 \times 32 \times 2,1}{400} = 1,16 \text{ cm}^2$$

- *Aux appuis*

$$A_{Adopt} = 5,75 \text{ cm}^2 > A_{Stmin} = 1,16 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

- *En travées*

$$A_{Adopt} = 5,75 \text{ cm}^2 > A_{Stmin} = 1,16 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

### b. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99).

$$u = \frac{T_u}{b d} < u$$

Avec :  $T_u$  max: Effort tranchant max à l'ELU.

$$u = \min \left( \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left( \frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$u = \min 2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} = 3,33 \text{ MPa}$$

**Tableau V.9** Vérification aux cisaillements.

Poutres	tranchant		b cm	d cm	du	d̄u	Observation
	KN						
Principales	$T_{max}$	140.009	30	37	1.26	3,33	CV
Secondaires	$T_{max}$	37.047	30	37	0.334	3,33	CV

## 2. Influence de l'effort tranchant

### a . Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99)

On se doit de vérifier la relation

$$T_u^{\max} < \overline{T_u^{\max}} = 0.4 \frac{0.9 \times b \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

**Tableau V.10** Influence de l'effort tranchant sur le béton.

Poutres	tranchant KN		b cm	d cm	f <sub>c28</sub>	γ <sub>b</sub>	$\overline{T_u^{\max}}$	Observation
	T <sub>max</sub>							
Principales	T <sub>max</sub>	140.009	30	37	25	1.5	666	CV
Secondaires	T <sub>max</sub>	37.047	30	37	0.334	3,33	666	CV

### b. Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 /BAEL 91 modifiée 99)

$$(T_u + \frac{M_u}{0.9d}) > 0$$

On doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un effort égal à :

$$T_u + \frac{M_u}{0.9d}$$

D'où:

$$A_s = \frac{1.15}{f_e} (T_u - \frac{M_u}{0.9d})$$

- Pour les poutres principales :  $T_u + \frac{M_u}{0.9d} = 37.047 - \frac{140.64}{0.9 \times 0.37} = 385.29 < 0$
- Pour les poutres secondaires :  $T_u + \frac{M_u}{0.9d} = 51.943 - \frac{176.08}{0.9 \times 0.37} = 476.83 < 0$

Donc : la vérification n'est pas nécessaire.

### V.2.6 Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1.3)

L'adhérence des barres doit vérifier la relation :  $\tau_{se} \leq \overline{\tau_s}$

Avec :  $\overline{\tau_s} = s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \Sigma U_i}$$

Avec :

s = 1,5 : Coefficient scellement **HA**.

U<sub>i</sub> : Somme des périmètres utiles des barres.

#### a. Poutres Principales

$$U_i = n \times \pi \times r = 3 \times 3.14 + 2 \times 3.14 \times 1.2 = 20.724 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{37.047 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 204.24} = 0.545 \text{ MPa}$$

**b. Poutres Secondaires**

$$U_i = n \times \quad = 3 \times 3.14 \times 1.4 + 1 \times 3.14 \times 1.2 = 16.96 \text{ cm}$$

$$s_e = \frac{140.009 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 169.6} = 2.86 \text{ MPa}$$

$$s_e = 2.86 \text{ MPa} < s_c = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**1. Encrage des armatures (longueur de scellement), ART 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99**

Longueur de scellement :

$$L_S = f_e^4 s_u$$

$$s_u = 0.6 \times s$$

$$2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour les } 16 : L_S = 56.43 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } 14 : L_S = 49.38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } 12 : L_S = 42.32 \text{ cm}$$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à : **0**, pour les aciers **HA**.

**V.2.7 VERIFICATIONS DU RPA99/ VERSION 2003****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.

- Poutres Principales de (40 x 30) :  $A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$
- Poutres Secondaires de (35 x 30) :  $A_{\min} = 5.25 \text{ cm}^2$

Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA.

**2. Armatures transversales (ART 7.5.2.2 RPA 99/ VERSION 2003)**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- **Poutres principales**

- **Zone nodale** :  $S_t \min (8,75 ; 14,4)$  Soit :  $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0.9 \text{ cm}^2$$

- **Zone courante** :  $S_t = h/2$  Soit :  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2$$

Donc on choisira un cadre + un étrier soit  $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

### 3. Délimitation de la zone nodale (ART 7.4.2.1 RPA 99/ VERSION 2003)

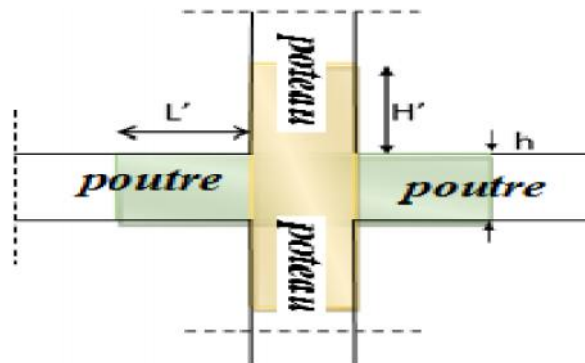


Figure V.2.4 Délimitation de la zone nodale

$$l = 2 \times h$$

$$h = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm})$$

Avec:

h: Hauteur de la poutre.

$h_1$  : Dimensions du poteau.

$h_e$  : Hauteur entre nus des poteaux

$$h = \max (45,16 ; 30 ; 35 ; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm.}$$

- Poutre Principale :  $l = 2 \times h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$
- Poutre Secondaire  $l = 2 \times h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

#### Remarque

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

#### V.2.8 Vérification à l'ELS

##### a. Les efforts internes à l'ELS

Tableau V.11 les moments à l'ELS

Poutres	Position	Moment		Élément	Combinaison	Situation
Poutres principales	Travée	$M_{st}$	13.63	724	ELS	ELS
	Appuis	$M_{sa}$	21.57	52	ELS	ELS
Poutres secondaires	Travée	$M_{st}$	12.57	21	ELS	ELS
	Appuis	$M_{sa}$	19.35	440	ELS	ELS

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

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

### 1. Vérification des contraintes

#### Exemple de calcul :

#### □ Vérification de la contrainte dans les aciers

$$\sigma_t = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \quad \sigma_t = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } = \frac{100 \times A_s}{bd}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K1 \\ 1 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\text{Avec : } \sigma_t = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

#### □ Vérification de la contrainte dans le béton

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.12** Vérifications des contraintes à l'ELS.

Niveau	Section cm <sup>2</sup>	Position	M <sub>ser</sub> kN/m	A <sub>s</sub>	b cm	d cm	σ <sub>b</sub> MPa	σ <sub>s</sub> MPa	σ <sub>bc</sub> MPa	σ <sub>s</sub> MP	Condition
Poutre principales	40x30	Travée	21.57	6.88	30	37	66.6	348	8.1	15	cv
		Appui	-37.05	6.88	30	37	25.1	348	10.1	15	cv
Poutre secondaires	35x 30	Travée	13.62	5.75	30	32	54.4	348	2.93	15	cv
		Appui	21.57	5.75	30	32	-90.5	348	4.5	15	cv

#### □ Etat limite de déformation de la flèche

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche «  $f$  », qui ne doit pas dépasser la valeur limite «  $\bar{f}$  ».

##### ➤ Valeurs limites de la flèche (Art B.6.5,3/BAEL91 modifiée 99)

- Pour :  $L \leq 5 \text{ m} \Rightarrow f = \frac{L}{500}$

- Pour :  $L > 5 \text{ m} \Rightarrow f = 0,5 \text{ cm} + \frac{L}{1000}$

Avec :  $L$  : la portée mesurée entre nus d'appuis.

❖ **Sens xx**

$$f = \frac{L}{500} = \frac{420}{500} = 0,84 \text{ cm.}$$

La flèche lue par ROBOT est :  $f = 0,003 \text{ cm} < f = 0.84 \text{ cm} \Rightarrow$  condtion vérifiée

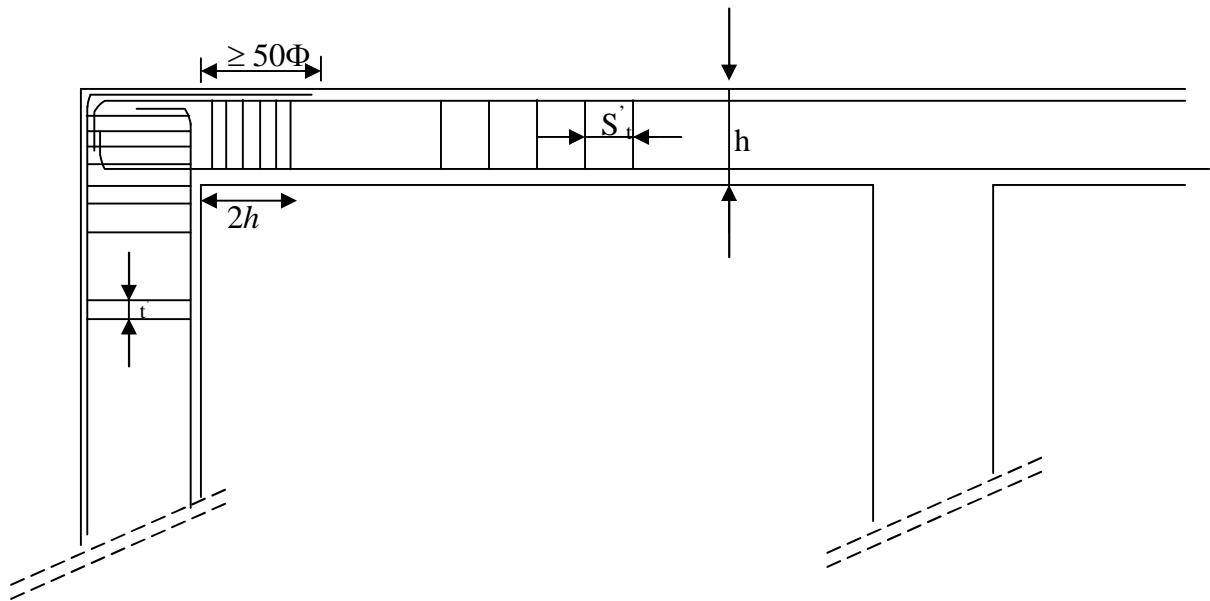
❖ **Sens yy**

$$f = \frac{300}{500} = 0.60 \text{ cm}$$

La flèche lue par ROBOT est :  $f = 0,003\text{cm} < f = 0.60 \text{ cm} \Rightarrow$  condtion vérifiée

**Conclusion**

La flèche est vérifiée.



**Figure V.2.5** Ferrailage des poutres.

### V.3 FERRAILLAGE DES VOILES

#### V.3.1 INTRODUCTION

Un voile est un élément structural et de contreventement qui se comporte comme une console verticale en castrée à sa base. Il est soumis à des charges réparties ou concentrées et sollicités par un effort normal  $N$ , un effort tranchant  $V$ , et un moment fléchissant  $M$  qui prend la valeur maximale au niveau de la section d'encastrement.

Les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement à l'aide de la méthode des contraintes, leur ferrailage est composé de :

- Armatures verticales,
- Armatures horizontales,
- Armatures transversales.

Les combinaisons d'actions sismiques celle du charges verticales à prendre sont données ci- dessous :

- Selon le BAEL 91 :  $\begin{cases} 1.35G + 1.5 Q \\ G + Q \end{cases}$
- Selon le RPA version 2003 :  $\begin{cases} G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{cases}$

#### V.3.2 COMPORTEMENT D'UN VOILE

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, on peut distinguer deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé :  $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voile court :  $\frac{h}{l} < 1.5$

#### V.3.3 EXPOSER DE LA METHODE

Le ferrailage des voiles se fait pour une bande de largeur  $d$ , les diagrammes des contraintes sont déterminer à partir des sollicitations les plus défavorables parmi ( $N$ ) et ( $M$ ).

#### V.3.4 DETERMINATION DES DIAGRAMMES DES CONTRAINTES

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables ( $N$ ,  $M$ ) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

Avec :  $B$  : Section de béton.

$I$ : Moment d'inertie du voile.

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V}{I}$$

Le calcul se fera pour une bande de longueur «  $d$  » donnée par :  $d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right)$

$e$ : Hauteur entre nus de planchers du voile considéré,

$L_C$ : La longueur de la zone comprimée :  $L_C = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$

$L_T$ : La longueur de la zone tendue :  $L_T = L - L_C$

$$\sigma_1 = (I_t - d) \frac{|\sigma_{\max}|}{I_t}$$

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (**S.E.C**),
- Section partiellement comprimé (**S.P.C**),
- Section entièrement tendue (**S.E.T**).

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en zones :

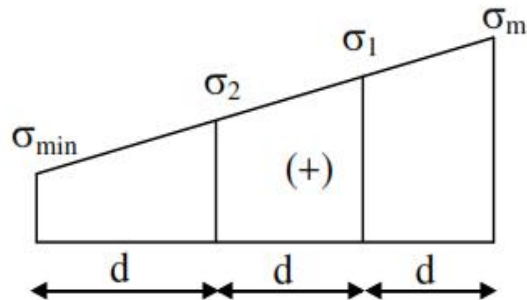
- **Zone I** : sous. Sol1 ; sous sol 2 ; RDC.
- **Zone II** : 1er étage au 3ème étage.
- **Zone III**: 3ème étage au 6ème étage.

### 1. SECTION ENTIEREMENT COMPRIMEE (SEC)

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_3 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_2}{2} \times d \times e$$



**Figure V.3.1** Section entièrement comprimée.

Avec :

**e** : Epaisseur du voile.

La section d'armature d'une section entièrement comprimé est égale à :

$$A_{VI} = \frac{\sigma_i - B \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

**B**: Section du tronçon considéré,  $f_{bc} = 14.2$  MPa situation courante,  $f_{bc} = 18.48$  MPa situation accidentelle.

- $\sigma_s = 349$  MPa : Situation Courante,
- $\sigma_s = 400$  MPa: Situation Accidentelle.

2. SECTION ENTIEREMENT TENDUE (SET)

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

$$N_3 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

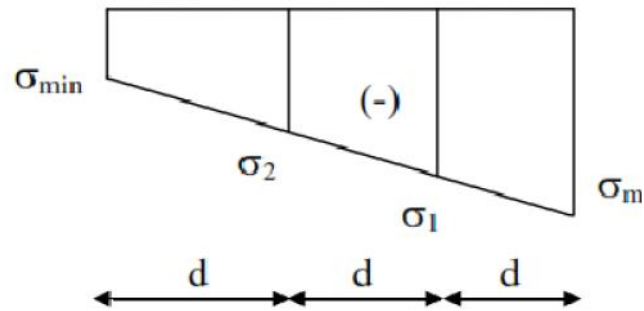


Figure V.3.2 Section entièrement tendue.

La section d'armature pour une section entièrement tendue :

$$A_{Vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

3. SECTION PARTIELLEMENT COMPRIMEE (SPC)

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

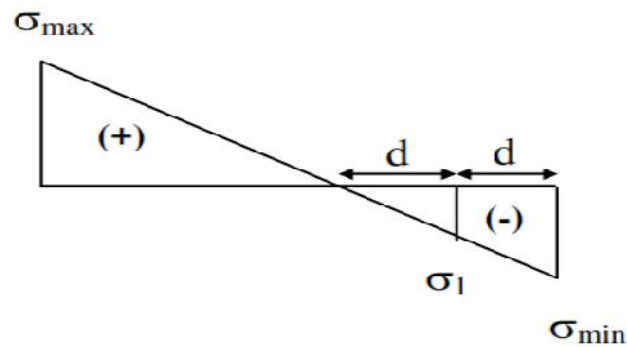


Figure V.3.4 Section partiellement comprimée.

Remarque

- Si  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$  sont de signe positif, on aura une section entièrement tendue (S.E.T).
- Si  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$  sont de signe négatif, on aura une section entièrement comprimée (S.E.C).
- Si  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$  sont des signes contraires, on aura une section partiellement comprimée (S.P.C).

▪ Armatures verticales

$$A_{Vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$     Contrainte de l'acier à 1% = 348 MPa

▪ Armatures minimales

$$A_{min} = \max\left(0.23 \frac{B \times f_{t28}}{f_e}; 0.005B\right)$$

Avec : **B**: section du béton tendu.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à **0,20 %** de la section horizontale du béton tendu.

- **Armatures horizontales**

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10 et disposées de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

$A_H = 0.15\% B$  Globalement dans la section du voile (Art 7.7.4.3 RPA 99/Version 2003).

$A_H = 0.15\% B$  en zone courante

$A_H = \frac{A_V}{4}$  (BAEL 91 Modifiée 99)

Avec :  $A_V$  Section d'armatures verticales.

B Section du béton

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- **Armatures transversales**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par **(04)** épingles au mètre carré.

- **Les 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 doivent être liées avec des cadres horizontaux, dont ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile. D'autre cas, les armatures des poteaux représentent les potelets à chaque extrémité d'un voile.

- **Ferraillage minimal**

$$A_{\min} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e} ; \text{ (BAEL 91 Modifié 99)}$$

$$A_{\min} = 0.2\%B ; \text{ (RPA 99/Version 2003).}$$

### V.3.5 DISPOSITION CONSTRUCTIVES

#### 1. ESPACEMENT

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (02) valeurs suivantes :

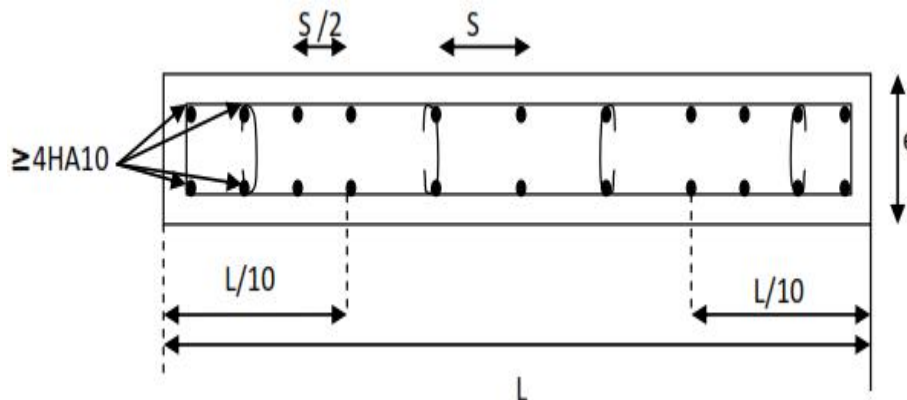
$$\begin{cases} S_t & 1.5 \times e \\ S_t & 30 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{(Art 7.7.4.3 RPA 99/Version 2003)}$$

Avec :

$e$  : Épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espace des barres doit être réduit de moitié sur  $1/10$  de la longueur du voile.

Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 20 cm.



**Figure V.3.5** Disposition des armatures verticales dans les voiles.

## 2. LES LONGUEURS DE RECOUVREMENT

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- **40**  $\varnothing$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- **20**  $\varnothing$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

### V.3.6 VERIFICATION A L'ELS

$$b = \frac{N_S}{B+15A} \quad \text{b Avec: } b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$N_S = G + Q$  : Effort normal de service.

B : Section du béton.

A : Section de l'acier.

### 1. CONTRAINTES LIMITES DE CISAILLEMENT (Art 7.7.2 RPA 99/version2003)

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$b \quad b = 0.2f_{c28} \quad \text{Avec: } b = 0.2f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$b = \frac{T}{b_0 d}$$

Avec:  $T = 1.4 \times T_{\text{calculé}}$

$b_0$  : Épaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile  $d = 0.9 h$

$h$  : hauteur totale de la section brute

$T_u$  : Effort tranchant dans le niveau considéré.

### a. Contrainte limite de cisaillement (Art A.5.1.21/ BAEL91 modifiées 99)

$$u = u$$

Avec :  $u = \frac{T_u}{bd}$

$u$ : Contrainte de cisaillement.

$$u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) ; \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

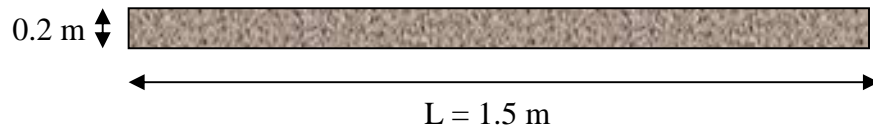
#### a.1 Exemple de calcul : Calcule voile transversal VL2

- *Caractéristiques géométriques*

##### Zone I

$$L = 1.5 \text{ m}$$

$$B = 0.3$$



- *Sollicitations de calcul*

On calcul les effets agissants sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et on tire l'effet le plus défavorable pour calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone :

Les contraintes les plus défavorables sont données par ROBOT :

$$\begin{cases} \max = -2754 \text{ KN/m}^2 \\ \min = 2561 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

- *Largeur de la zone comprimée*

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} \times \sigma_{\min}} \times L = 2.21 \text{ m}$$

Largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 4.2 - 2.21 = 1.99 \text{ m}$$

- *Calcul de la longueur (d)*

$$d = \frac{L_t}{2} = 0.995 \text{ m} \quad \text{Avec: } d \quad \text{Min}(h_e/2 ; 2L/3) \text{ (RPA 99 /Art.7.7.4)}$$

- *Détermination de N*

Zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{2} ; \quad \sigma_1 = 2767 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = 549.423 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = 275.32 \text{ KN}$$

**b. Calcul des armatures verticales****1<sup>er</sup> bande** :  $d_1 = 2.21\text{m}$ 

$$A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 13.73 \text{ cm}^2$$

**2<sup>ème</sup> bande** :  $d_2 = 0.85\text{m}$ 

$$A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 6.883 \text{ cm}^2$$

**c. Les armatures de couture**

$$A_{Vj} = \frac{T}{f_e} = 4.49\text{cm}^2$$

**d. Armatures minimales (BAEL 91)**

$$A_{\min} < \max\left\{\frac{d_1 e f_{t28}}{f_e}, 0.02d_1\right\} = \max\left\{\frac{2.21 \times 2.1}{400} \times 0.2, 0.02 \times 2.21\right\} = \max\{10.57, 4.42\text{cm}^2\}$$

$$A_1 = A_{V1} + A_{Vj}/4 = 13.73 + (4.49/4) = 14.85 \text{ cm}^2/\text{bande}$$

$$A_2 = A_{V2} + A_{Vj}/4 = 6.883 + (4.49/4) = 8.01 \text{ cm}^2/\text{bande}$$

**2. FERRAILLAGE ADOPTE**

$$A_1 = A_{V1} + A_{Vj}/4 = 14.85\text{cm}^2/\text{bande}$$

On adopte  $2 \times (3HA14 + 3HA12) = 16.01\text{cm}^2$  Avec  $St = 15 \text{ cm}$ .

$$A_2 = 8.01 \text{ cm}^2/\text{bande}.$$

On adopte  $2 \times 6HA 10 = 9.42 \text{ cm}^2$  avec  $St = 15 \text{ cm}$ .**a. Armatures horizontales**

$$A_H < \max\left\{\frac{A_V}{4}, 0.5\%B_1\right\} = \max\left\{\frac{16.01}{4}, 0.0015 \times 420 \times 20\right\} = \max\{4.01, 12.6\text{cm}^2\}$$

$$A_H = 12.6 \text{ cm}^2/\text{nappe}$$

Soit  $12HA12=13.57 \text{ cm}^2/\text{m}$  avec **St = 15 cm**.**b. Armatures transversales (Art7.7.4.3, RPA 99)**

Les deux nappes des armatures doivent être reliée avec aux moins quatre (4) épingles par mètre carré.

On adopte : **4** épingles de **HA8** par mètre carré.

- **Les potelets**

Vu que la section d'armature dans le poteau est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

**c. Vérification des espacements**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t < \min 1.5e, 30 \text{ cm} = 30\text{cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

**V.3.7 VERIFICATIONS**

$$\tau_b = \frac{N_s}{B + 15.A} \Rightarrow \tau_b = \frac{1631.8 \times 10^3}{0.84 + 16.01 \times 10^2} = 1.88\text{MPa}$$

$$\tau_b = 1.88 \text{ MPa} \leq \tau_b = 15\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### 1. Vérification de la contrainte au cisaillement

#### a. Selon le RPA 99 (art 7.7.2, RPA 99)

$$b = \frac{V_u}{b.d} \quad b = 0.2f_{c28}$$

Avec :  $d = 0,9$  ;  $L = 3.78$

$V_u$  : effort tranchant dans la section.

$e$  : Épaisseur des voiles

$$b = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1.4 \times 775.169 \times 10^3}{0.2 \times 0.9 \times 3.78} = 1.6 \text{ MPa}$$

$$b = 5 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$u = \frac{V_u}{e.d} \quad b = \min 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$u = \frac{V_u}{e.d} = \frac{1.4 \times 775.19}{20 \times 3.78 \times 10} = 1.4 \text{ MPa}$$

$$u = 2.5 \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### Remarque

Les espacements qui se trouvent dans les tableaux ci-dessous sont calculés entre axes des barres verticales (pour les barres verticales), et entre axes des barres horizontales (pour les barres horizontales) ;

Les sections des armatures horizontales calculées selon une bande de 1m de hauteur.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants

**Tableaux. V.13** Ferrailage de voile transversal V T1.

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hauteur étage (m)		3.06	3,06	3,06
	L (m)		4,20	4,20	4,20
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,84	0,84	0,84
	h		2,66	2,66	2,66
Solicitation de calcul	T (kN)		775,169	699,470	440,740
	N <sub>ser</sub> (kN)		1631,80	1332,28	714,95
	Vu (kN)		1085,237	979,258	617,036
	max (kN/m <sup>2</sup> )		2754,000	2255,000	1233,000
	min (kN/m <sup>2</sup> )		2561,000	2077,000	1105,000
	s (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>		2,18	2,19	2,21
	L <sub>t</sub>		2,02	2,01	1,99
	d		1,01	1,01	0,99
	d <sub>adopté</sub>		1,01	1,01	0,99
	d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		1,01	1,01	0,99
	I		1280,500	1038,500	552,500
	N <sub>1</sub>		388,71	313,69	164,51
	N <sub>2</sub>		129,57	104,56	54,84
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		9,72	7,84	4,11
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		3,24	2,61	1,37
	A'v1/bande/nappe		17,18	14,57	8,35
	A'v2/bande/nappe		10,70	9,35	5,61
armatures minimale s	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		10,62	10,57	10,42
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		9,24	9,24	9,24
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		4,7	4,7	4,7
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2X6HA14	2X5HA14	2X4HA14
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2X5HA12	2X5HA12	2X3HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	20	25	18
		Bande 2	25	28	30
Armatures horizontales	A Hmin /nappe (cm2)		6,07	6,04	5,96
	AH /nappe (cm2)		2,31	2,31	2,31
	AH adopté (cm2)		2,35	2,35	2,35
	choix de la section		6HA12	6HA12	6HA12
A transversal	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Vésication des contractions	$\bar{f}_b = 5MPa$	b	1,435	1,295	0,816
	$\bar{f}_u = 2,5MPa$	u	1,025	0,925	0,583
	$\bar{f}_{bc} = 15MPa$	bc	0,019	0,016	0,009

Tableaux. V.14 Ferrailage de voile longitudinal V T1.

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	h poutre(m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur étage (m)		3,06	3,06	3,06
	L (m)		1,50	1,50	1,50
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,3	0,3	0,3
	He		3,060	3,060	3,060
h		2,71	2,71	2,71	
Solicitation de calcul	T (kN)		598,160	567,940	351,030
	N <sub>ser</sub> (kN)		644,27	530,57	273,76
	Vu (kN)		837,424	795,116	491,442
	max (kN/m <sup>2</sup> )		3560,000	3216,000	1786,000
	min (kN/m <sup>2</sup> )		600,000	865,000	749,000
	s (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>		1,28	1,18	1,06
	L <sub>t</sub>		0,22	0,32	0,44
	d		0,11	0,16	0,22
	d <sub>adopté</sub>		0,11	0,16	0,22
	d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		0,11	0,16	0,22
	I		300,000	432,500	374,500
	N <sub>1</sub>		9,74	20,63	24,90
	N <sub>2</sub>		3,25	6,88	8,30
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		0,24	0,52	0,62
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		0,08	0,17	0,21
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		23,03	21,87	13,51
	A'v1/bande/nappe		6,00	5,98	4,00
	A'v2/bande/nappe		5,84	5,64	3,59
armatures min	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		1,14	1,67	2,33
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		9,24	9,24	9,24
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		4,7	4,7	4,7
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2X3HA14	2X3HA14	2X3HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2X3HA12	2X3HA12	2X3HA10
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	15	15	15
		Bande 2	20	20	20
Armatures horizontales	AHmin /nappe (cm2)		0,65	0,95	1,33
	AH /nappe (cm2)		2,31	2,31	2,31
	AH adopté (cm2)		2,35	2,35	2,35
	choix de la section		4HA10	4HA10	4HA10
A transversal	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Véification des contraintes	f <sub>b</sub> = 5MPa	b	3,102	2,945	1,820
	f <sub>u</sub> = 2,5MPa	u	2,215	2,103	1,300
	f <sub>bc</sub> = 15MPa	bc	1,830	1,540	0,830

**Tableaux. V.15** Ferrailage de voile longitudinal V T1de l'ascenseur.

Caractéristiques géométriques	Zone		I
	hauteur étage (m)		3,06
	L (m)		2,50
	e (m)		0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,5
	He		3,060
h		2,66	
Sollcitation de calcul	T (kN)		470,018
	N <sub>ser</sub> (kN)		907,52
	Vu (kN)		658,025
	max (kN/m <sup>2</sup> )		2710,000
	min (kN/m <sup>2</sup> )		160,000
	s (kN/m <sup>2</sup> )		400,00
	L <sub>c</sub>		2,36
	L <sub>t</sub>		0,14
	d		0,07
	d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		0,07
	i		80,000
	N <sub>1</sub>		1,67
	N <sub>2</sub>		0,56
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		0,04
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		0,01
	A'v1/bande/nappe		4,57
	A'v2/bande/nappe		4,54
armatures min	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		0,73
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		9,24
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		4,7
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2X5HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2X4HA10
	ST		30
	Espacement (cm)	Bande 1	10
	Bande 2	20	
Armatures horizontales	AHmin /nappe (cm <sup>2</sup> )		0,42
	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		2,31
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		2,35
	choix de la section		4HA10
A transversal	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>
Vérfication des constructions	$f_b = 5MPa$	b	1,462
	$f_u = 2,5MPa$	u	1,044
	$f_{bc} = 15MPa$	bc	1,690

Tableaux. V.16 Ferrailage de voile transversal V T1 de l'ascenseur

Caractéristiques géométriques	Zone		I
	hauteur étage (m)		3,06
	L (m)		1,50
	e (m)		0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,3
	h		2,71
Solicitation de calcul	T(kN)		677,320
	N <sub>ser</sub> (kN)		528,84
	Vu (kN)		948,248
	max (kN/m <sup>2</sup> )		3001,000
	min (kN/m <sup>2</sup> )		148,000
	s (kN/m <sup>2</sup> )		400,00
	L <sub>c</sub>		1,43
	L <sub>t</sub>		0,07
	d		0,04
	d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		0,04
	1		74,000
	N <sub>1</sub>		0,78
	N <sub>2</sub>		0,26
	armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	
A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		0,01	
A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		26,08	
A'v1/bande/nappe		6,54	
A'v2/bande/nappe		6,53	
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		0,37
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		9,24
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		4,7
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2X5HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2X3HA12
	ST		30
	Espacement (cm)	Bande 1	10
	Bande 2	25	
Armatures horizontales	AHmin /nappe (cm <sup>2</sup> )		0,21
	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		2,31
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		2,35
choix de la section		4HA10	
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>
Vérification des constructions	$f_b = 5MPa$	b	3,512
	$f_u = 2,5MPa$	u	2,509
	$f_{bc} = 15MPa$	bc	1,500



**CHAPITRE VI****ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE****VI.1 INTRODUCTION**

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée dont la connaissance de leurs valeurs extrême est nécessaire ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, en:

- **Fondations superficielles:** Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Fondations profondes:** utilisées lorsque le bon sol est assez profond ou dans le cas ou des sols ayant une faible capacité portante (pieux, puits).

**VI.2 ETUDE GEOTECHNIQUE DU SOL**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{\text{sol}} = 1.8$  bars.

Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

**VI.3 CHOIX DU TYPE DE FONDATION**

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La capacité portante du sol ;
- Le tassement du sol ;
- Le mode constructif de la structure.

Le choix du type de fondation est en fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage ;
- L'économie.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

Vu que notre ouvrage est important et le site d'implantation de type meuble (S3), il est vivement conseillé d'utiliser des semelles filantes ou un radier pour nos fondations.

## VI.4 DIMENSIONNEMENT

### VI.4.1 SEMELLE ISOLÉE

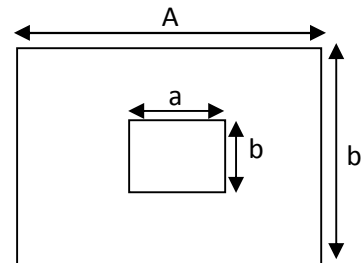
Pour le prédimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{ser}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :  $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

Exemple :  $N_{ser} = 715,313 \text{ KN}$  ,  $\sigma_{sol} = 180 \text{ KN/m}^2$



$$B \geq \sqrt{\frac{715,313}{180}} = 2 \text{ m} \Rightarrow B = 2 \text{ m}$$

#### Remarque

Vu que les dimensions des semelles très importantes, le risque de chevauchement est inévitable, alors nous optons pour des semelles filantes.

### VI.4.2 SEMELLES FILANTES

#### 1. Semelles filantes sous voiles

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Avec :

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants.

**Tableau VI.1** Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal) sens xx.

Voile	$N_{com}$ (KN)	B (m)	L (m)	S = L × B (m <sup>2</sup> )
VL1	529,321	1,960	1,5	2,940
VL2	644,270	2,386	1,5	3,579
VL3	430,543	1,595	1,5	2,392
VL4	469,582	1,739	1,5	2,609
VL5	545,048	2,018	1,5	3,027
VL6	521,160	2,900	1,5	4,340
				<b>14,55</b>

**Tableau VI.2** Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal), sens yy

Voile	N <sub>com</sub> (KN)	B (m)	L (m)	S = L × B (m <sup>2</sup> )
VL1	1302,734	1,732	4,2	7,236
VL2	891,925	1,982	2,5	4,955
VL3	907,522	2,016	2,5	5,040
VL4	1631,357	2,156	4,2	9,055
				<b>26,29</b>

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **S<sub>v</sub> = 40,84 m<sup>2</sup>**.

**2. Semelles filantes sous poteaux**

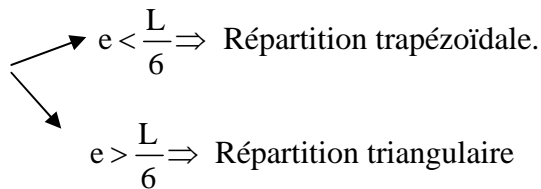
✓ **Hypothèse de calcul**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

▪ **Étape de calcul**

- Détermination de la résultante des charges  $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :



$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

**Tableau VI.3** Surface des semelles filantes sous poteaux.

Poteaux	N <sub>s</sub>	M <sub>i</sub>	ei	N <sub>s</sub> × ei
1	415,320	12,154	10,66	4427,30
2	397,610	18,010	06,46	2568,56
3	383,075	-7,035	08,40	3217,83
4	368,242	-7,191	-01,94	-714,39
5	352,253	21,568	-06,15	-2166,33
6	336,037	10,170	-10,34	-3474,62
<b>Somme</b>	<b>R=2252,530</b>	<b>= 47,676</b>		<b>= 3658,35</b>

$$R = \sum N_i = 2252,537 \text{ kN}$$

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{3658,35}{2252,537} = 1,62 \text{ m}$$

$$e = 1,62 \text{ m} < \frac{21}{6} = 3,5 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{2252,530}{21} \left(1 + \frac{6 \times 1,62}{21}\right) = 156,91 \text{ kN/ml}$$

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\text{sol}} = \frac{132,15}{180} = 0,73 \text{ m on prends } B = 0,73 \text{ m}^2$$

La surface de la semelle filante sous poteaux :  $S = 0,73 \times 21 = 15,33 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :  $S_t = S \times n + S_v$

$n$  : Nombre de fil dans le sens considéré.

$$S_t = 15,33 \times 6 + 40,84 = 132,82 \text{ m}^2$$

### Remarque

La surface totale du bâtiment :  $S_{bat} = 315 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes dans le sens transversal :  $S_t = 132,82 \text{ m}^2$

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{132,82}{315} = 0,42 = 42\% \Rightarrow S_t < 50\% S_{bat}$$

Vu que les semelles occupent moins de 50 % de la surface du sol d'assise, on opte pour une semelle filante comme fondation à ce bâtiment.

La surface totale des semelles représente 42 % de la surface totale du bâtiment, on opte pour une semelle filante comme fondation à ce bâtiment.

## VI.5 CALCUL DE SEMELLE

### VI.5.1 HAUTEUR DE LA SEMELLE

$$h_s = \frac{B-d}{4} + 5 \text{ cm}$$

Avec :

$B$  : largeur de la semelle ;

$h_s$  : Hauteur de la semelle ;

$b$  : largeur du poteau dans le sens  $x$ .

$$\text{Donc : } h_s = \frac{120-45}{4} + 5 \text{ cm} = 23,75 \text{ cm.}$$

On adopte une hauteur  $h_s = 35 \text{ cm}$

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

$L = 13,2 \text{ m}$

$B = 120 \text{ cm}$

$h_s = 35 \text{ cm}$

Afin d'assurer une meilleure rigidité de la semelle, cette dernière sera munie d'une poutre de rigidité sur toute sa longueur qui agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux comme appuis, d'où les armatures supérieures (moments positifs en travée) et des armatures inférieures (moments négatif sur appuis).

**VI.5.2 ETUDE DE LA POUTRE DE RIGIDITE**

**1. Dimensionnement**

Il faut que :

$$\text{Hauteur : } \frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6}$$

$$\text{Largeur : } \frac{1}{3} h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3} h_p$$

L étant la plus grande portée dans le sens étudié.

On adopte une hauteur:  $h_p = 65 \text{ cm}$

$$h_p = 65 \text{ cm} \quad \frac{65}{3} \leq b_p \leq \frac{2 \times 65}{3} \quad 21,67 \leq b_p \leq 43,33$$

On adopte une largeur :  $b_p = 45 \text{ cm}$

**2. Ferrailage de la poutre (ELU)**

Le schéma statique de la poutre de rigidite est équivalent à une poutre continue sur cinq appuis .Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé.

**a. Calcul de la charge uniforme**

**Tableau VI .4 Sollicitations sur la poutre de rigidité (ELU)**

Point d'appuis	$N_U$	$M_U$	$e_U$	$N_U * e_i$
1442	469,450	1,452	1,5	701,175
1459	496,205	1,452	-2,7	-1339,754
1476	551,808	31,647	-6,9	-3807,175
1425	458,211	16,088	5,5	2520,160
<b>Somme</b>	1975,674	50,639	-2,6	-1927,594

$$R = N_U = 1975,674 \text{ KN.}$$

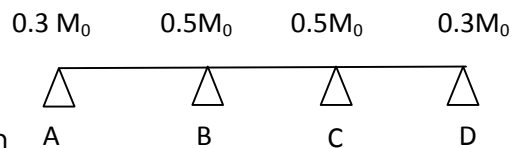
$$e = \frac{N_i * e_u + M_i}{R} = \frac{1927,594 + 50,639}{1975,674} = -0.95$$

$$Q_u = \frac{N_U}{L_T} \left( 1 + \frac{3e_u}{L_T} \right) = \frac{1975,674}{13,2} \left( 1 + \frac{3 * -0.95}{13,2} \right) = 117.36 \text{ KN/m}$$

**b. Calcul des moments isostatiques**

La travée AB, BC et CD

$$M_0 = \frac{q_u * L^2}{8} = \frac{117,36 * 4.2^2}{8} = 258,78 \text{ KN.m}$$



**b.1 Calcul des moments aux appuis**

$$M_A = 0.3M_0 = 0.3 \times 258,78 = 77,63 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0.5M_0 = 0.5 \times 258,78 = 129,39 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0.5M_0 = 0.5 \times 258,78 = 129,39 \text{ kN.m}$$

$$M_D = 0.3M_0 = 0.3 \times 258,78 = 77,63 \text{ kN.m}$$

Appuis	A	B	C	D
Moment (KN .m)	77,63	129,39	129,39	77,63

**c. Calcul des armatures****c.1 Aux appuis****Tableau VI.5** Ferrailage de la poutre de rigidité au niveau des appuis.

Appuis	Ma kN.m	M	$\beta$	A <sub>u</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>min</sub> cm <sup>2</sup>	Obs	A adoptée cm <sup>2</sup>
A	77,630	0,034	0,983	3,780	3,260	A <sub>u</sub> > A <sub>min</sub>	<b>4HA16=8,04</b>
B	129,390	0,056	0,970	6,390	3,260	A <sub>u</sub> > A <sub>min</sub>	<b>4HA16=8,04</b>
C	129,390	0,056	0,970	6,390	3,260	A <sub>u</sub> > A <sub>min</sub>	<b>4HA16=8,04</b>
D	77,630	0,034	0,983	3,780	3,260	A <sub>u</sub> > A <sub>min</sub>	<b>4HA16=8,04</b>

**c.1 En travée****Tableau VI.6** Ferrailage de la poutre de rigidité en travée.

Travée	M <sub>t</sub> (kN.m)	M	$\beta$	A <sub>u</sub> cm <sup>2</sup>	A <sub>min</sub> cm <sup>2</sup>	Obs	A adoptée cm <sup>2</sup>
A-B	219,96	0,096	0,949	11,10	3,26	A <sub>u</sub> > A <sub>min</sub>	4HA16+2HA14=11,12
B-C	219,96	0,096	0,949	11,10	3,26	A <sub>u</sub> > A <sub>min</sub>	4HA16+2HA14=11,12
C-D	219,96	0,096	0,949	11,10	3,26	A <sub>u</sub> > A <sub>min</sub>	4HA16+2HA14=11,12

**VI.6 VERIFICATION A L'ELU****VI.6.1 VERIFICATION DE LA CONDITION DE NON FRAGILITE**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 45 \times 60 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

**En travée:**  $A_t = 11,12 \text{ cm}^2 > 3,26 \text{ cm}^2$ , condition vérifiée.

**Aux appuis:**  $A_a = 8,04 \text{ cm}^2 > 3,26 \text{ cm}^2$ , condition vérifiée.

### VI.6.2 VERIFICATION AU CISAILLEMENT

$$U = \frac{V_{u\max}}{b \times d} \quad u = \min \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b} = 2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}$$

$$V_U = \frac{q_u l}{2} = \frac{117,36 \times 4,2}{2} = 246,456 \text{ KN}$$

$$U = \frac{246,456 \times 10^3}{600 \times 450} = 0.91 \text{ MPa} < u$$

### VI.6.3 ARMATEURS TRANSVERSALES

$$t \quad \min \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, 1 \text{ min cm}$$

$$t \quad \min 1.85, 3.5, 1.2 \text{ cm}$$

$$t \quad 1.2 \text{ cm}$$

On prend  $t = 8 \text{ mm}$

#### a. Espacement des cadres

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

- **En zone nodale**

$$S_t \quad \min \frac{h}{4}, 12, 1, 30$$

$$S_t \quad \min 16.25; 14,4; 30 \text{ cm}$$

$$S_t \quad 16.25 \text{ cm. on prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

- **En zone courante**

$$S_t \quad \frac{h}{2} = \frac{65}{2} = 32.5 \text{ cm. on prend: } S_t = 25 \text{ cm}$$

### VI.6.4 VERIFICATION DES ARMATURES TRANSVERSALES

$$A_t \quad 0.003 S_t b = 0.003 \times 15 \times 45 = 2,02 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4\phi 8 = 2.02 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée.}$$

### VI.7 VERIFICATION A L'ELS

Tableau VI .7 Sollicitations sur la poutre de rigidité(ELS)

Point d'appuis	$N_s$	$M_s$	$E_s$	$N_s \times e_i$
<b>1425</b>	325,094	1,055	5,5	1788,017
<b>1442</b>	344,047	1,055	1,5	516,070
<b>1459</b>	363,000	1,055	-2,7	-980,100
<b>1476</b>	397,611	18,00	-6,9	-2743,515
<b>Somme</b>	1429,752	21,17	-2,6	-1419,528

$$R = N_s + 1429.528 \text{ KN}$$

$$e = \frac{N_s \times e_s + M_s}{R} = \frac{-1419,528 + 21.17}{1429,752} = -0.98$$

$$q_s = \frac{N_s}{L_T} \left( 1 + \frac{3e_s}{L_T} \right) = \frac{1429,752}{13,2} \left( 1 + \frac{3 \times -0.98}{13,2} \right) = 84,19 \text{ KN/ml}$$

### VI.7.1 CALCUL DES MOMENTS ISOSTATIQUES

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{84,19 \times 4,2^2}{8} = 185,64 \text{ kN.m}$$

### VI.7.2 CALCUL DES MOMENTS AUX APPUIS

$$M_A = 0.3M_0 = 0.3 \times 185,64 = 55,69 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0.5M_0 = 0.5 \times 185,64 = 92,82 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0.5M_0 = 0.5 \times 185,64 = 92,82 \text{ kN.m}$$

$$M_D = 0.3M_0 = 0.3 \times 185,64 = 55,69 \text{ kN.m}$$

### VI.7.3 MOMENTS AUX TRAVÉES

$$M_t = 0.85 \times 185,64 = 157,79 \text{ kN.m}$$

- **Dans le béton**

On doit avoir :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} \text{ Puis à partir des annexes, on tire les valeurs de } K_1 \text{ et } \beta_1$$

- **Dans les aciers**

On doit vérifier les conditions suivantes :

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

Avec :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \text{ et } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

Il faut que :  $\bar{\sigma}_s < \bar{\sigma}_{bc}$

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

Les résultats des vérifications sont donnés dans les tableaux suivants :

- **Aux appuis**

**Tableau VI.8** Vérifications des contraintes aux appuis.

Appuis	Ms kN.m	$\rho_1$	$\beta_1$	k1	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
1	55,69	0,298	0,914	43.225	2.91	15	Vérifiée
2	92,82	0,298	0,914	43.225	4.88	15	Vérifiée
3	92,82	0,298	0,914	43.225	4.88	15	Vérifiée
4	55,69	0,298	0,914	43.225	2.91	15	Vérifiée

- **En travée**

**Tableau VI.9** Vérifications des contraintes en travée.

Travée	Ms kN.m	$\rho_1$	$\beta_1$	k1	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
1-2	157.79	0.418	0.901	35.50	7.27	15	Vérifiée
2-3	157.79	0.418	0.901	35.50	7.27	15	Vérifiée
3-4	157.79	0.418	0.901	35.50	7.27	15	Vérifiée

## VI.8 FERRAILLAGE DE LA SEMELLE DANS LE SENS "B"

Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles

$$A_b = \frac{N_{uf} B - b}{8 d \sigma_{st}}$$

$$\text{Ou : } N_{uf} = B^{3/4} 100$$

$A_b$  : est la section d'armatures longitudinales donnée par mètre linière (cm<sup>2</sup>/ml).

$$\text{Donc : } N_{uf} = 132,15 \times 0,73 \times 1 = 96,47 \text{ KN.}$$

Ce qui nous donne :

$$A_B = \frac{96,46 \times 10^{120-45}}{8 \times 63 \times 348} = 0,41 \text{ cm}^2$$

On prend : 5HA12 = **5.65 cm<sup>2</sup>**

Armatures de répartition :

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

On prend 4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup>

## VI.9 FERRAILLAGE DE LA SEMELLE SOUS VOILE (VL1)

### VI.9.1 DIMENSIONNEMENT

La hauteur de la semelle :

$$\frac{B-d}{4} + 5 \text{ cm} = \frac{120-45}{4} + 5 = 23,75 \text{ m}$$

On prend h = 35 cm.

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

$$B = 120 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

**VI.9.2 FERRAILLAGE DE LA SEMELLE SOUS VOILE (VL1)**

$$N_s = 1631,357 \text{ KN}$$

$$B = \frac{1631,357}{4,2 \times 250} = 1,55 \text{ on prendre } B = 160 \text{ cm}$$

$$H = \frac{160 - 45}{4} + 5 = 33,75 \text{ cm}$$

On prendre :  $h = 40 \text{ cm}$

$$B = 160 \text{ cm}$$

$$H = 40 \text{ cm}$$

**VI.10 VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DU SOL**

$$\dagger_{sol} = \frac{N_s}{B.L} = \frac{1631,357}{1,6 \times 4,2} = 242,76 \text{ KN} / \text{m}^2 \leq 250 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**1. CALCUL DES ARMATURES**

Les armatures seront calculées en considérant une bande de 1 m.

$$Mu = \frac{N_u (B - b)^2}{8B}$$

$$Mu = \frac{1631,357(1,6 - 0,45)^2}{8(1,6)} = 168,55 \text{ KN.m}$$

$$A = \frac{Mu}{0,9d \dagger_s}$$

$$A = \frac{168,55 \times 10^6}{0,9(630)348} = 8,54 \text{ cm}^2$$

On prend : 6HA14 = 9,23 cm<sup>2</sup>.

- **Armatures de répartition**

$$Ar = \frac{As}{4} = 2,31 \text{ cm}^2$$

On prend: 4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup>.

**VI.11 FERRAILLAGE DE LA LONGRINE****1. LE ROLE DES LONGRINES**

Les longrines servent à chaîner les semelles dans les deux sens, rigidifier et empêcher sont déplacement.

Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à:

$$F = \frac{N}{\alpha} = 20 \text{ KN.}$$

Avec :

$N$  : égale à la valeur maximale de la charge verticale de gravité apportée par les points d'appuis solidarisés.

$\alpha$ : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée (Site : S2; zone IIa).

### a. Dimensionnement Des Longrines

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99** (Art 10.1.1) sont :

- (25cm x30cm) : site de catégorie S<sub>2</sub> et S<sub>3</sub>.
- (30cm x30cm) : site de catégorie S<sub>4</sub>.

On adoptera pour notre cas une section de **(30 X 25) cm**

#### a.1 Armatures longitudinales

$$N = 117,36 \text{ kN}$$

$$= 15 \text{ (Zone II a ; Site 3)}$$

$$F = \frac{117,36}{15} = 7,824 \text{ KN.}$$

$$A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{117,36 \times 10}{348} = 3,37 \text{ cm}^2.$$

Le ferrailage minimum exigé par le RPA est de 0,6 % de la section totale.

$$A_{\min} = 0,006 \times 25 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2.$$

On adopte une section d'armature longitudinale de **A= 3HA14 = 4, 61 cm<sup>2</sup>**

#### a.2 Armatures Transversales

$$t \quad \min \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, 1 \text{ min cm.}$$

$$t \quad \min 0.86, 2.5, 1.2 \text{ cm.}$$

$$t \quad 1.00 \text{ cm. on prend HA8.}$$

#### a.3 Espacement Des Cadres

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

$$S_t \quad \min 20, 15 l_1 = \min(20, 21).$$

## CHAPITRE VII

## ETUDE DU MUR PLAQUE

## VII.1 INTRODUCTION

Au niveau de sous-sol, un mur plaque est prévu pour supporter la totalité de la poussée des terres et la transmettre aux fondations. Pour éviter tout risque de torsion, on désolidarise ce voile de la structure.

## VII.2 DIMENSIONNEMENT

L'épaisseur minimale exigée par le RPA 2003 est de 15cm (Art 10.1.2) ; dans notre cas on opte pour  $e=20$  cm.

Il sera calculé indépendamment des autres éléments de la construction.

Le mur est réalisé en béton armé, le béton sera revêtu par une couche de bitume.

Hauteur de mur :  $H = 6,12$  m

## VII.2.1 DETERMINATION DES SOLLICITATIONS

## a. Caractéristiques mécaniques et physiques du sol

$\gamma$ : Le poids volumique du sol  $\gamma = 18 \frac{kN}{m^3}$ .

$\varphi$  : Angle de frottement interne  $\varphi = 30^\circ$ .

C : La cohésion  $c=0$ .

q: La surcharge éventuelle  $q = 10 \frac{kN}{m^3}$ .

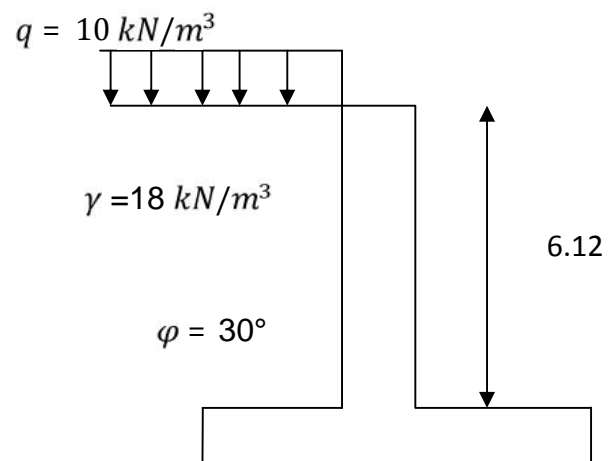


Figure VII.1 Schéma du voile de soutènement.

## b. Contrainte de la poussée

- **Contrainte de la poussée des terres**

La contrainte de la poussée des terres est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{h1} = K_0 \times \gamma \times h$$

Avec :

$K_0$ : Coefficient de poussée des terres.

$$K_0 = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.333$$

$$\sigma_{h1} = 0.33 \times 18 \times h$$

$$h = 0 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{h1} = 0 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 6.12 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{h1} = 36.68 \text{ KN/m}^2$$

- **Point d'application de la résultante**

$$y_1 = \frac{h}{3} = 2.04 \text{ m}$$

▪ **Contrainte de la poussée horizontale due à la surcharge**

La contrainte de la poussée horizontale due à la surcharge est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{h2} = K_q \times q$$

Avec  $k_q$  : Coefficient de poussée due à la surcharge.

$$k_q = \frac{K_A}{\cos(\beta - \lambda)}$$

On prend :  $\beta = \lambda = 0$ .

Donc :  $k_q = 0,333$

$$\sigma_{h2} = 3.33 \text{ KN/m}^2$$

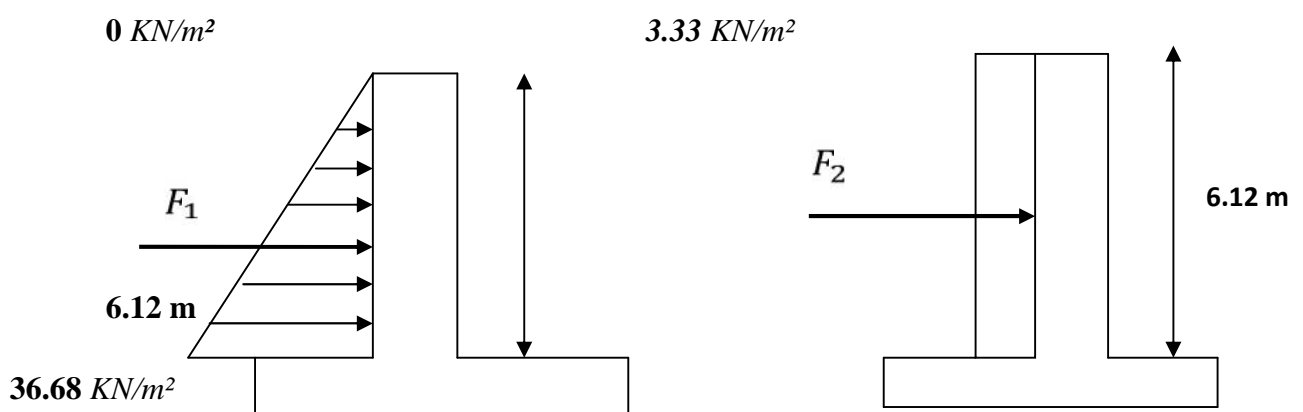
- **Point d'application de la résultante**

$$y_2 = \frac{h}{2} = 3.06 \text{ m}$$

Les charges à prendre en compte dans le calcul pour une bande de 1 m de largeur sont:

$$\sigma_{h1} = 36.68 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{h2} = 3.33 \text{ KN/m}^2$$



**Figure VII.2** Contraintes dues à la poussée des terres et à la surcharge respectivement.

**VII.2.2 CALCUL DES MOMENTS**

$$F_1 = \frac{\sigma_1 \times h}{2} = 112.24 \text{ KN}$$

$$M_1 = F_1 \times Y_1 = 112,24 \times 2,04 = 2228.97 \text{ KN.m}$$

$$F_2 = \sigma_2 \times h = 20.38 \text{ KN}$$

$$M_2 = F_2 \times Y_2 = 20.38 \times 3.06 = 62.36 \text{ KN.m}$$

**VII.2.3 CALCUL DES ARMATURES A L'ELU**

$$M_S = 228.97 + 62.36 = 291.33 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{402.65 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.388$$

$$\mu = 0.388 < \mu_1 = 0.392 \iff \text{SSA}$$

$$\mu = 0.388 \text{ donc : } \beta = 0.750$$

$$A_P = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_S} = \frac{402.65 \times 10^3}{0.750 \times 27 \times 384} = 50.84 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 2\* 9HA20 = 56.55 cm<sup>2</sup> avec St=14 cm.

**VII.3 VERIFICATION A L'ELU**

- **Recommandation du RPA99**

Les armatures sont constituées en deux nappes.

Les deux nappes sont liées entre elles par quatre épingles /m<sup>2</sup> de diamètre HA8.

**VII.3.1 ARMATURES DE REPARTITIONS**

$$A_R = \frac{A_P}{4} = 14.06 \text{ cm}^2$$

On opte pour 2\*4HA16 = 16.07 cm<sup>2</sup> avec St = 25 cm

**VII.3.2 CONDITION DE NON FRAGILITE**

$$A = A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 27 \times 100}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2 < A = 56.55 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

**VII.4 VERIFICATION A L'ELS****VII.4.1 EFFORT TRANCHANT**

$$V = F_1 + F_2 = 112.24 + 20.38 = 132.62 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \tau_u = \min \left( 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Avec :  $\gamma_b=1.5$  ,  $f_{c28}=25 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{132.62 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0.492 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,492 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée.}$$

#### VII.4.2 VERIFICATION DES CONTRAINTES

##### a. Dans l'acier

$$\sigma_S = \frac{100 \times A_{St}}{b \times d}$$

$$\sigma_S = \frac{100 \times A_{St}}{b \times d} = \frac{100 \times 56.55}{100 \times 27} = 2.094 \quad k_1 = 13.09 \Rightarrow \quad = 0.822$$

$$\sigma_S = \frac{291.33 \times 1000}{0.822 \times 27.5 \times 56.55} = 227.9 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_S = 227.9 \leq \sigma_S = 348 \quad \text{donc la section d'acier est vérifiée.}$$

##### b. Dans le béton

On doit vérifier que :  $\bar{\sigma}_b < \sigma_b$ .

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \text{ et } b\sigma = k \times s, \text{ avec } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{13.09} = 0.076$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_S = \frac{1}{13.09} \times 227.9 = 17.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 17.41 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

#### VII.4.2 VERIFICATION DE LA FLECHE

##### a. Vérification à l'état limite de déformation (BAEL 91.Art B.6.8, 424)

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont réunies :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10 \times M_u} \\ \frac{h}{l} = \frac{30}{612} = 0.049 \text{ et } \frac{M_s}{20 \times M_u} = \frac{291.33}{20 \times 402.65} = 0.036 \\ 0.049 > 0.036 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \\ \frac{A_t}{bd} = \frac{16.07}{100 \times 27} = 0.0059 \text{ et } \frac{2}{400} = 0.005 \\ 0.0059 > 0.005 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc on peut se dispenser de la vérification de la flèche.

CONCLUSION

- L'épaisseur du mur plaque est de 30 cm.
- Le calcul du mur plaque est fait pour une bande de 1m.
- Le ferrailage du mur plaque est comme suit :

En travée : 2 \*9HA20 avec un espacement de 10 cm.  
 Aux appuis : 2\*4HA16 avec un espacement de 25 cm.

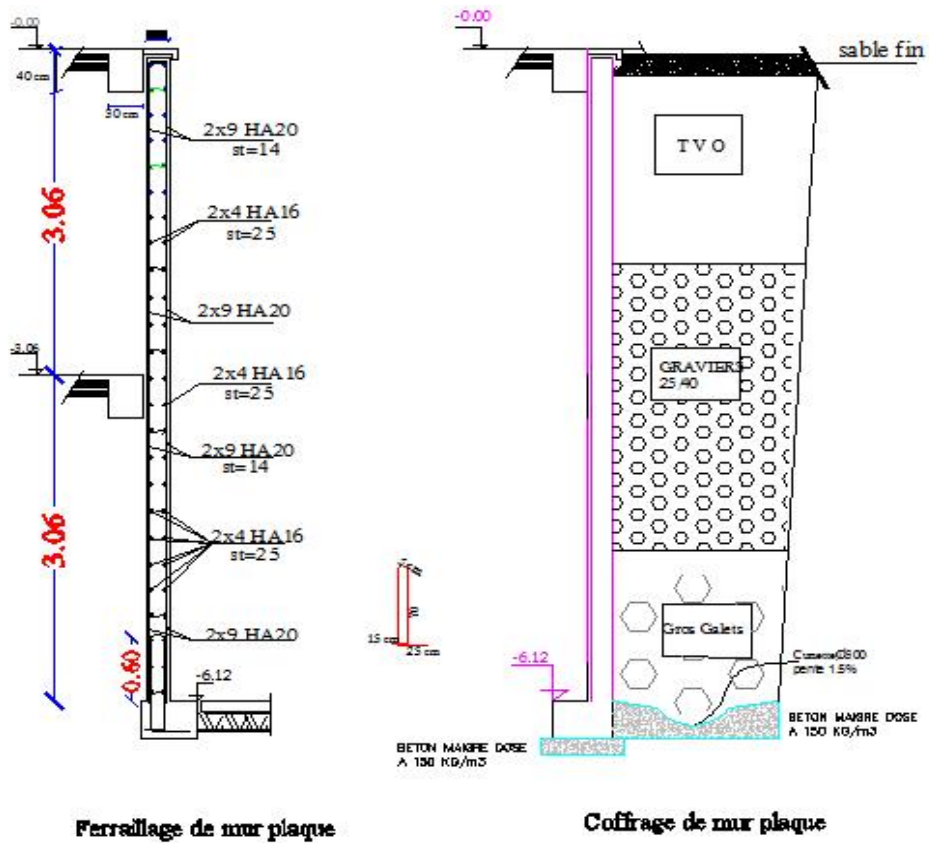


Figure VII .3 Ferrailage de mur plaque

## **CONCLUSION GENERALE**

Ce projet nous a permis d'une part, d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul et, de l'autre, la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

On a utilisé le logiciel ROBOT afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

L'étude de l'infrastructure, elle est conçue en semelle filante du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera, à défaut d'être une référence, tout au moins un point d'appui pour les futures « fins de cycle », pour d'autres projets de fin d'études.

# BIBLIOGRAPHIE

## Règlements

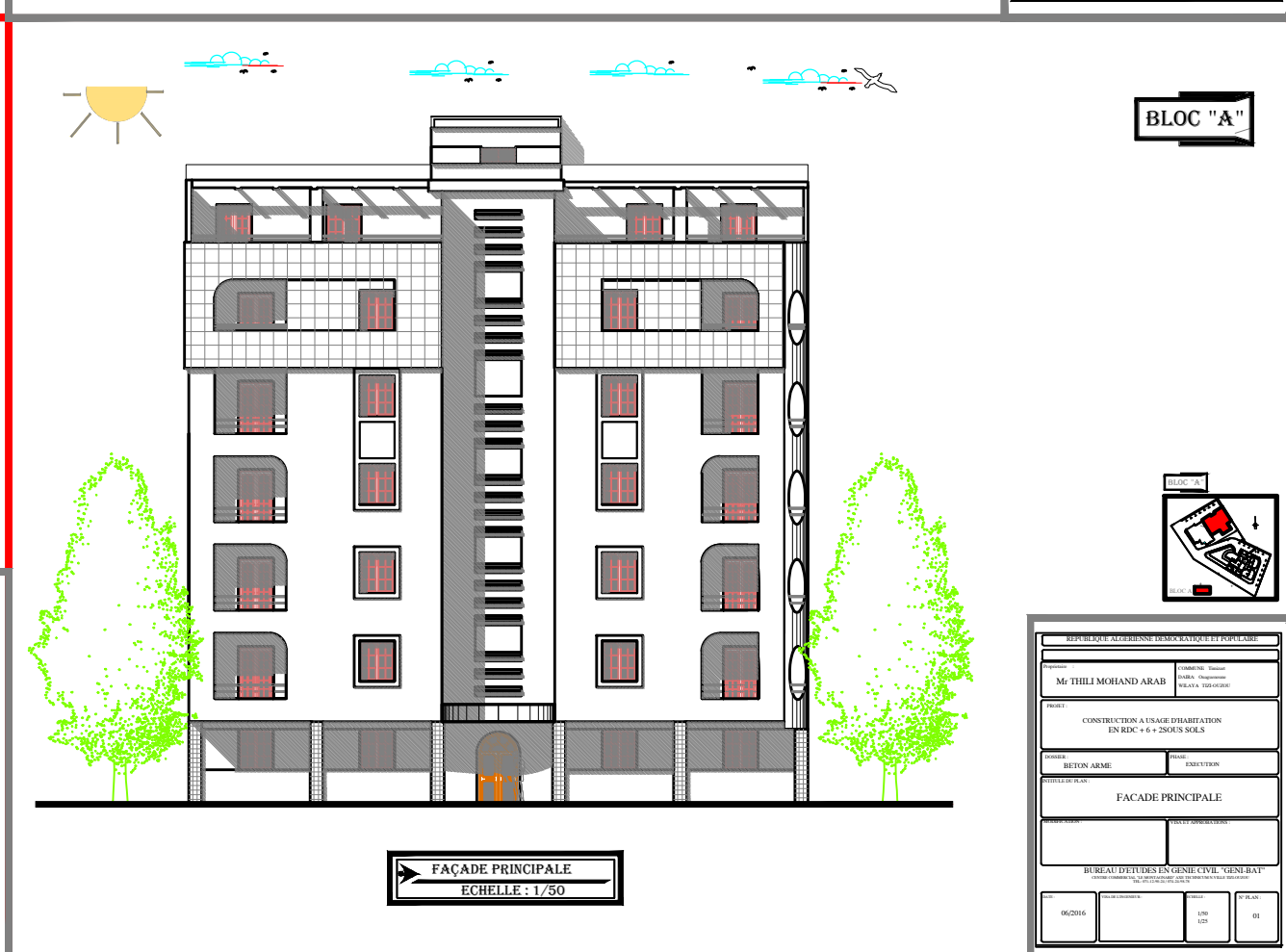
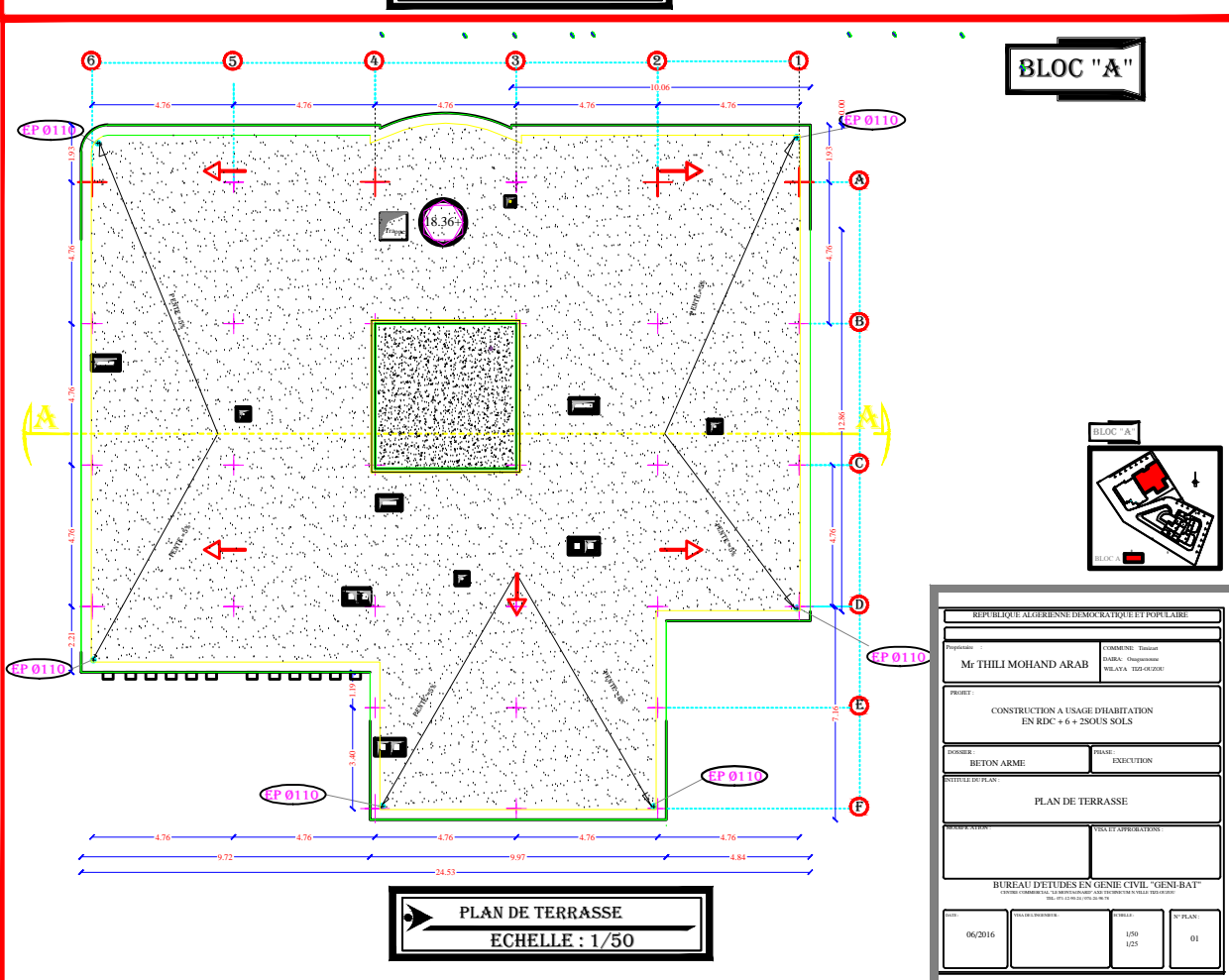
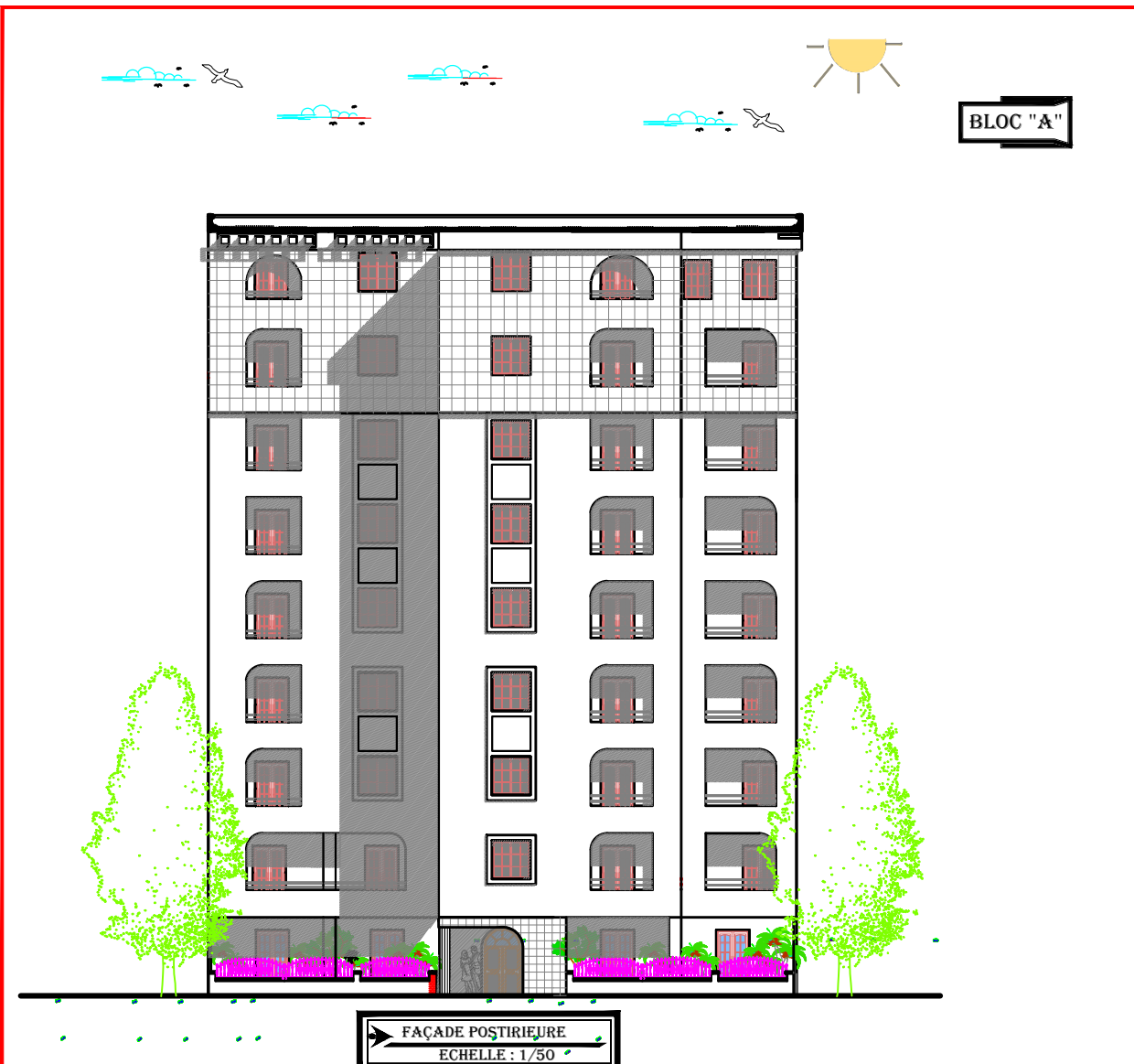
- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures - Béton Armé CBA93.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites (BAEL91modifié 99).
- Document technique règlementaire DTR B.C.2.2.

## Logiciels

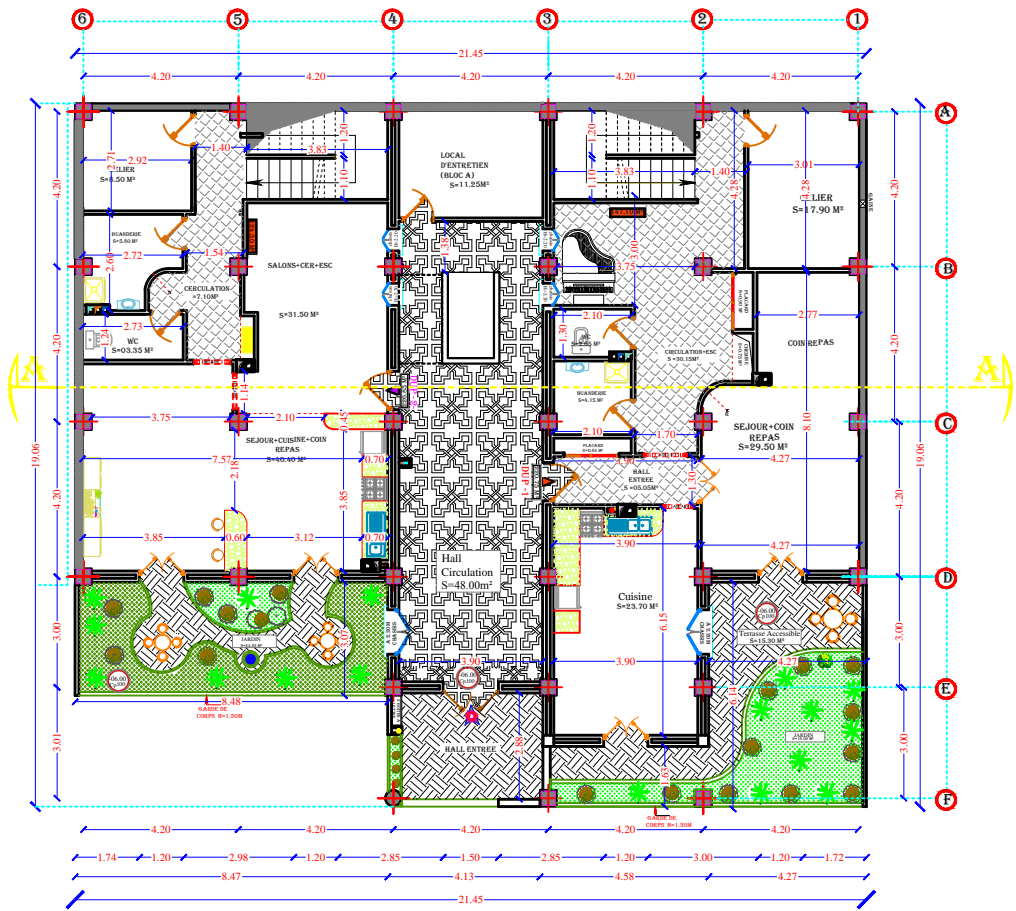
- ROBOTS
- SOCOTEC
- AUTOCAD

## Ouvrages

- Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.
- La technique du bâtiment tous corps d'état.
- Notion de base en génie civil.



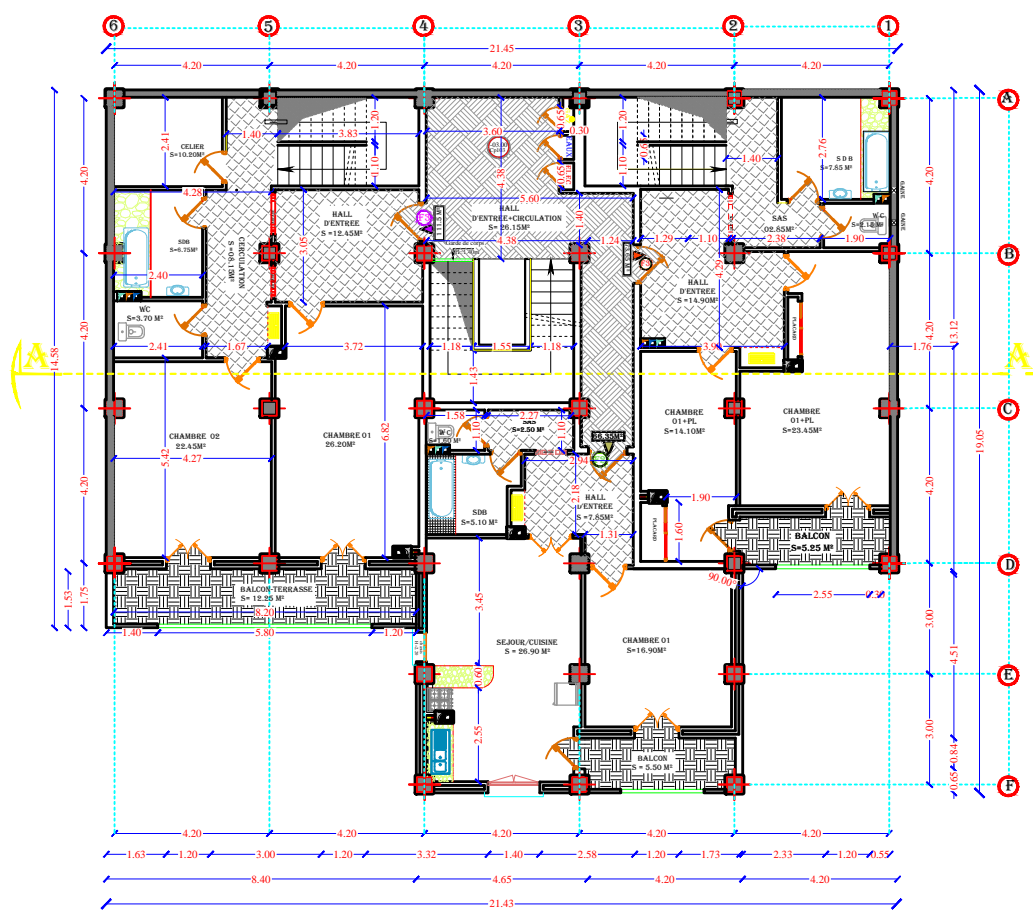
**BLOC "A"**



**PLAN DU SOUS SOL 01**  
ECHELLE : 1/50

REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
Propriétaire <b>Mr THILI MOHAND ARAB</b>	CONTRAT <b>DABA</b> (Département) <b>BLATA</b> (TERRITOIRE)
PROJET <b>CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION EN RDC + 6 + 2SOUS SOLS</b>	
Matériau <b>BETON ARME</b>	Phase <b>EXECUTION</b>
TITRE DU PLAN <b>PLAN DU SOUS SOL 1</b>	
BUREAU D'ETUDES EN GENIE CIVIL "GENI-BAT" CENTRE COMMERCIAL "LA MONTAGNE" AIN TADMOUHT (VILLE DE ALGER)	
Date <b>06/2016</b>	N° PLAN <b>01</b>

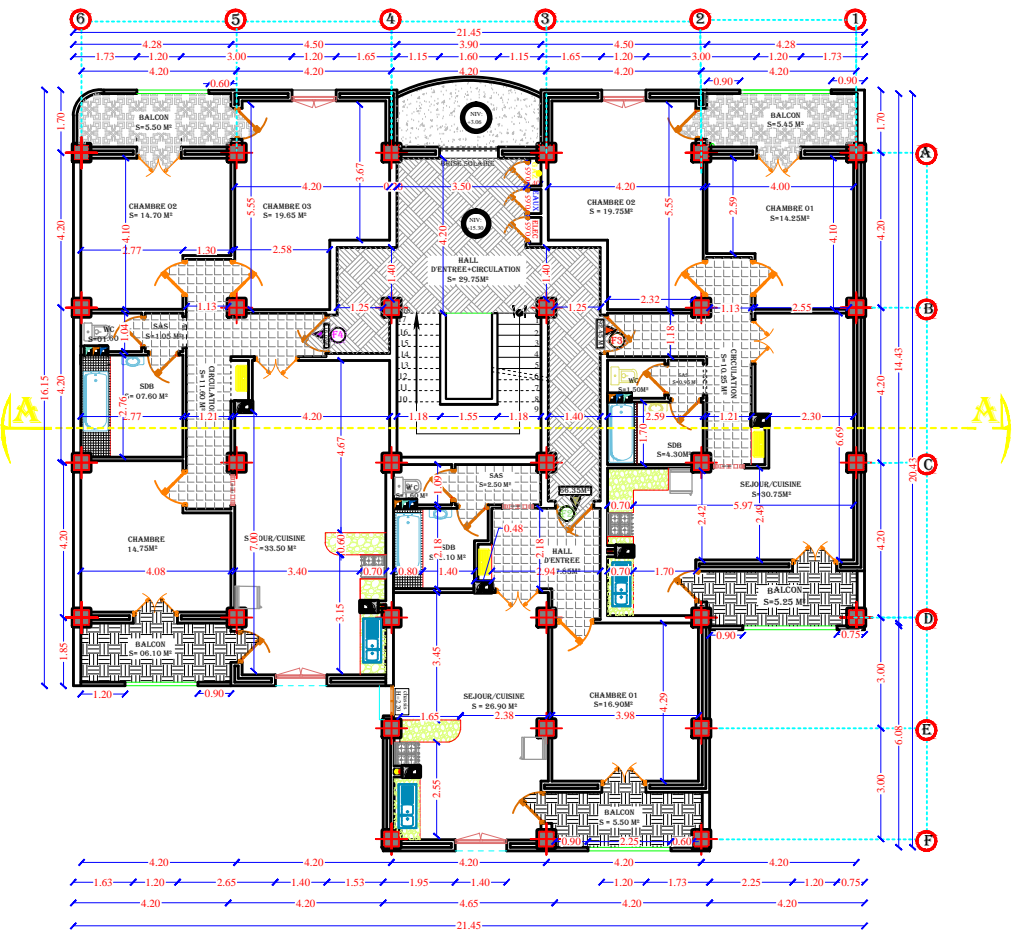
**BLOC "A"**



**PLAN DU SOUS SOL 02**  
ECHELLE : 1/50

REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
Propriétaire <b>Mr THILI MOHAND ARAB</b>	CONTRAT <b>DABA</b> (Département) <b>BLATA</b> (TERRITOIRE)
PROJET <b>CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION EN RDC + 6 + 2SOUS SOLS</b>	
Matériau <b>BETON ARME</b>	Phase <b>EXECUTION</b>
TITRE DU PLAN <b>PLAN DU SOUS SOL 2</b>	
BUREAU D'ETUDES EN GENIE CIVIL "GENI-BAT" CENTRE COMMERCIAL "LA MONTAGNE" AIN TADMOUHT (VILLE DE ALGER)	
Date <b>06/2016</b>	N° PLAN <b>01</b>

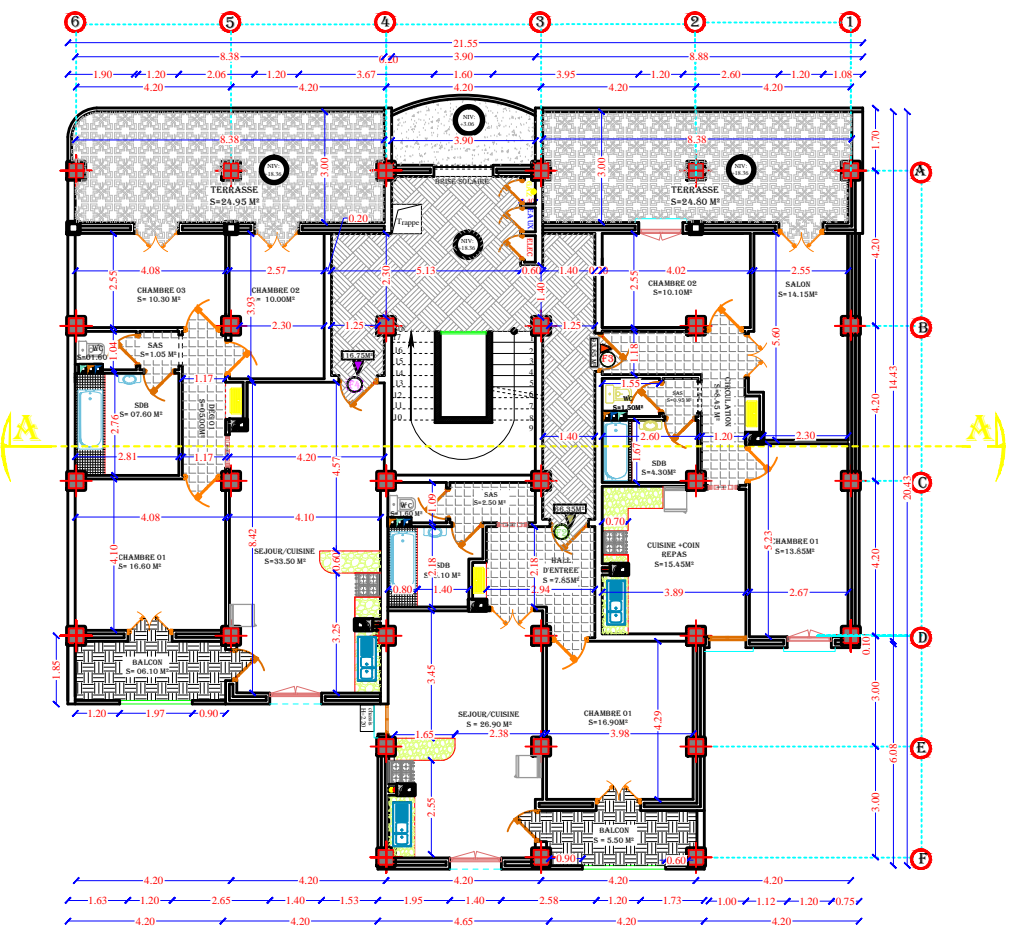
**BLOC "A"**



**PLAN DU 5EM ETAGE**  
ECHELLE : 1/50

REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
Propriétaire <b>Mr THILI MOHAND ARAB</b>	CONTRAT <b>DABA</b> (Département) <b>BLATA</b> (TERRITOIRE)
PROJET <b>CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION EN RDC + 6 + 2SOUS SOLS</b>	
Matériau <b>BETON ARME</b>	Phase <b>EXECUTION</b>
TITRE DU PLAN <b>PLAN DU 5EM ETAGE</b>	
BUREAU D'ETUDES EN GENIE CIVIL "GENI-BAT" CENTRE COMMERCIAL "LA MONTAGNE" AIN TADMOUHT (VILLE DE ALGER)	
Date <b>06/2016</b>	N° PLAN <b>01</b>

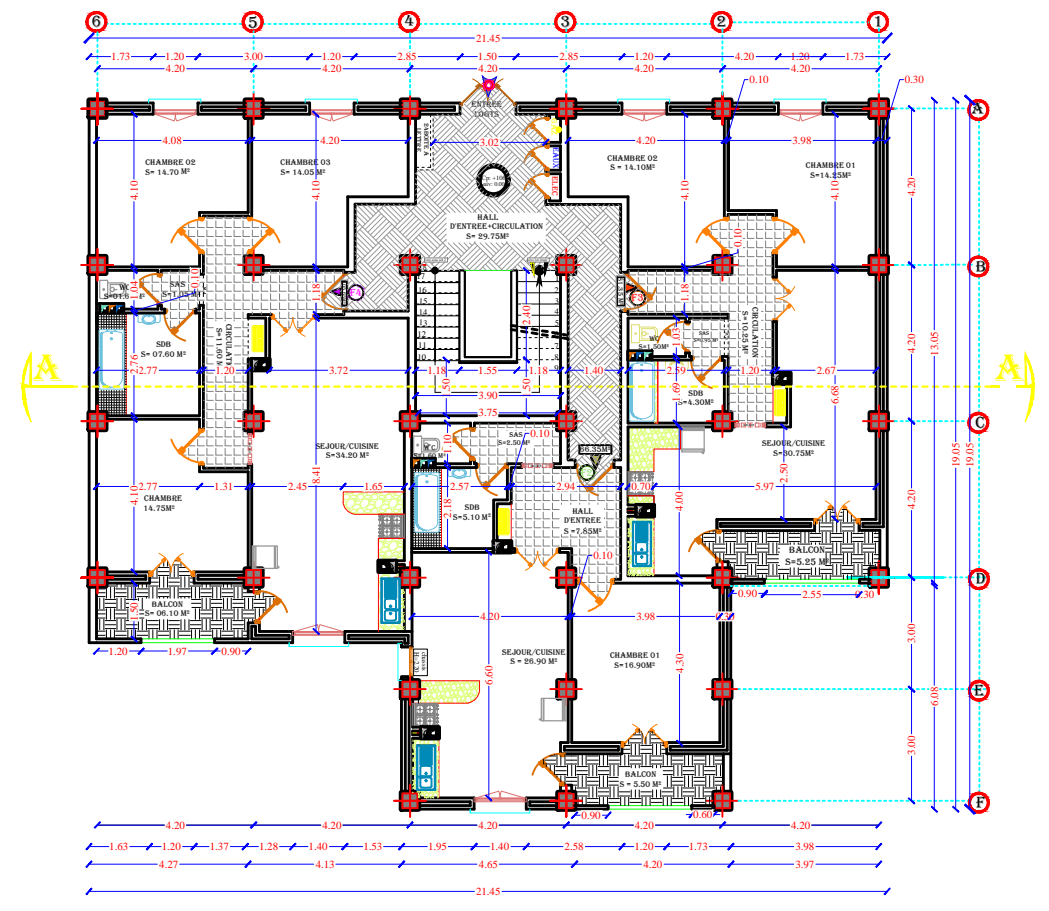
**BLOC "A"**



**PLAN DU 6EM ETAGE (ETAGE EN ATTIQUE)**  
ECHELLE : 1/50

REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
Propriétaire <b>Mr THILI MOHAND ARAB</b>	CONTRAT <b>DABA</b> (Département) <b>BLATA</b> (TERRITOIRE)
PROJET <b>CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION EN RDC + 6 + 2SOUS SOLS</b>	
Matériau <b>BETON ARME</b>	Phase <b>EXECUTION</b>
TITRE DU PLAN <b>PLAN DU 6EM ETAGE</b>	
BUREAU D'ETUDES EN GENIE CIVIL "GENI-BAT" CENTRE COMMERCIAL "LA MONTAGNE" AIN TADMOUHT (VILLE DE ALGER)	
Date <b>06/2016</b>	N° PLAN <b>01</b>

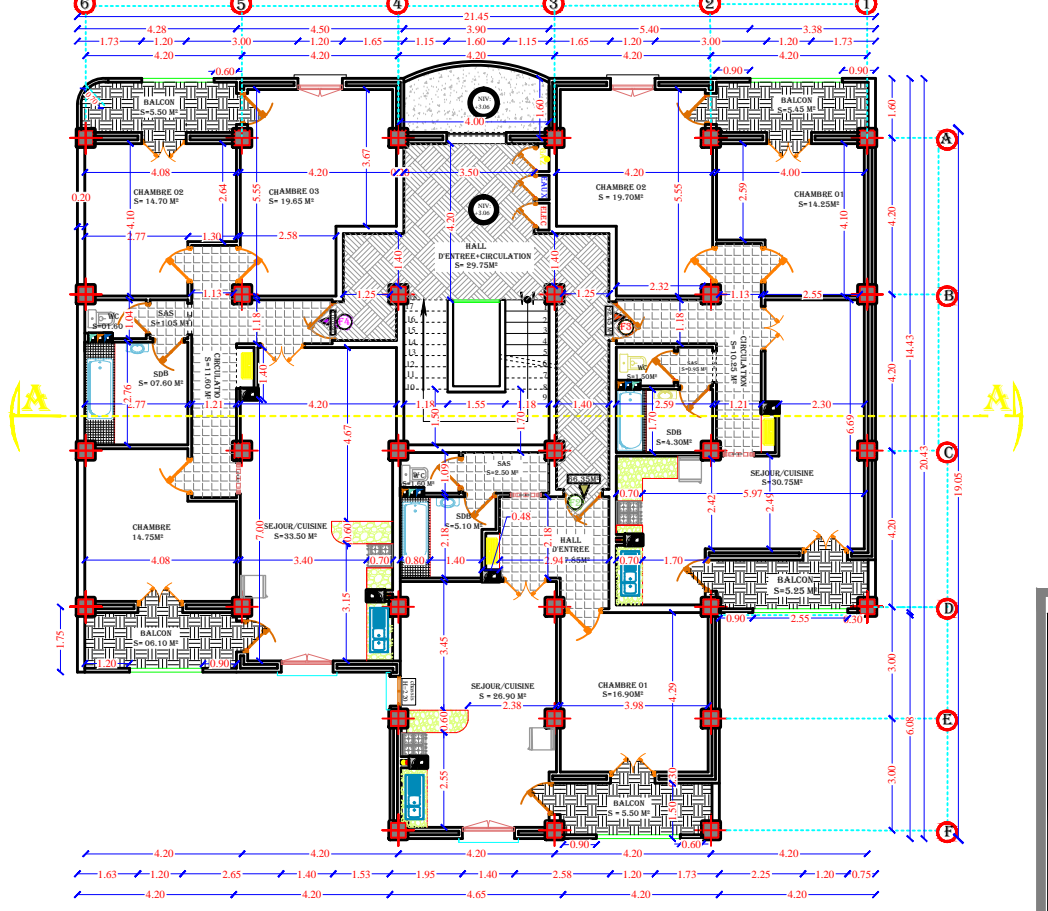
**BLOC "A"**



**PLAN DU REZ DE CHAUSSEE**  
ECHELLE : 1/50

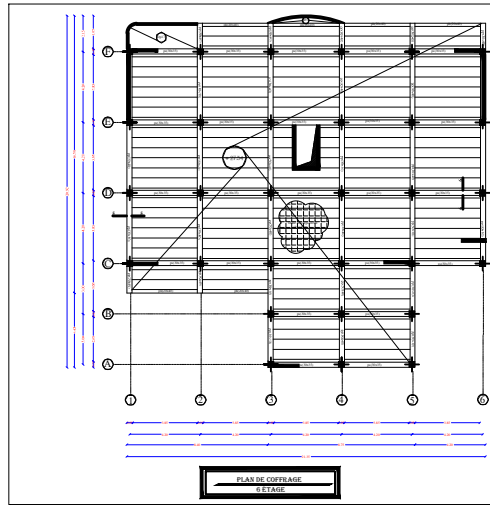
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
Propriétaire <b>M<sup>r</sup> THILI MOHAND ARAB</b>	Contractant <b>GENIE</b> <b>BLAYA</b> Tél: 01-01-24-01-24
PROJET <b>CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION EN RDC + 6 + 2SOUS SOLS</b>	
Matériau <b>BETON ARME</b>	Phase <b>EXECUTION</b>
TITRE DU PLAN <b>PLAN DU RDC</b>	
BUREAU D'ETUDES EN GENIE CIVIL "GENI-BAT" Société d'Architecture, de Génie Civil et de Travaux Publics	
Date <b>06/2016</b>	N° PLAN <b>01</b>

**BLOC "A"**



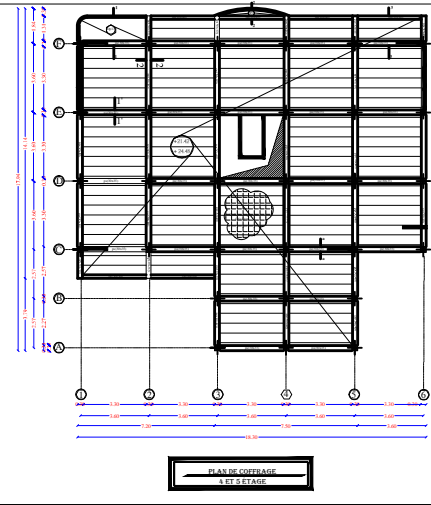
**PLAN DU 1ER.2.3.4EME ETAGE**  
ECHELLE : 1/50

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
Propriétaire <b>M<sup>r</sup> THILI MOHAND ARAB</b>	Contractant <b>GENIE</b> <b>BLAYA</b> Tél: 01-01-24-01-24
PROJET <b>CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION EN RDC + 6 + 2SOUS SOLS</b>	
Matériau <b>BETON ARME</b>	Phase <b>EXECUTION</b>
TITRE DU PLAN <b>PLAN DU 1ER.2.3.4EME ETAGE</b>	
BUREAU D'ETUDES EN GENIE CIVIL "GENI-BAT" Société d'Architecture, de Génie Civil et de Travaux Publics	
Date <b>06/2016</b>	N° PLAN <b>01</b>



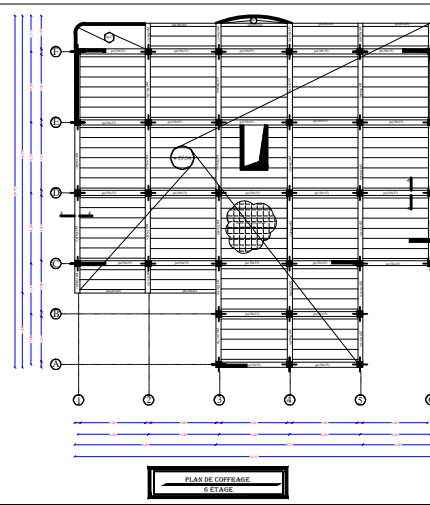
coupe 6-6  
coupe 5-5  
coupe 3-3

PLAN DE COFFRAGE  
1er ETAGE



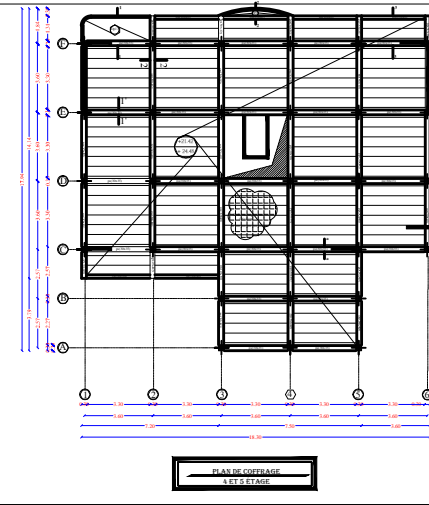
coupe 1-1  
coupe 2-2  
coupe 3-3

PLAN DE COFFRAGE  
2e ETAGE



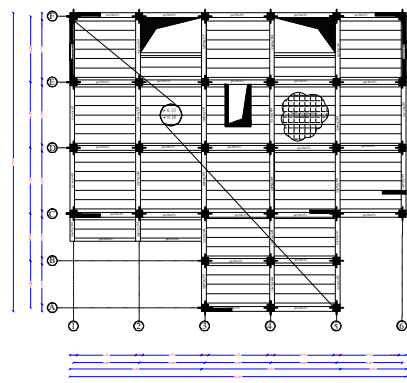
coupe 6-6  
coupe 5-5  
coupe 3-3

PLAN DE COFFRAGE  
3e ETAGE



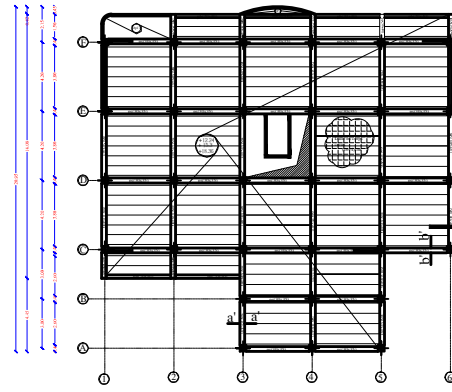
coupe 1-1  
coupe 2-2  
coupe 3-3

PLAN DE COFFRAGE  
4e ETAGE



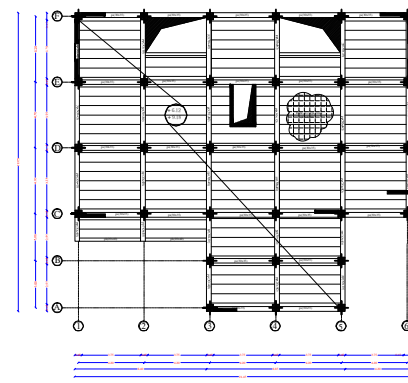
coupe 4-4  
coupe 1'-1'  
coupe 2'-2'

PLAN DE COFFRAGE  
SOUS SOL 2 ET RDC



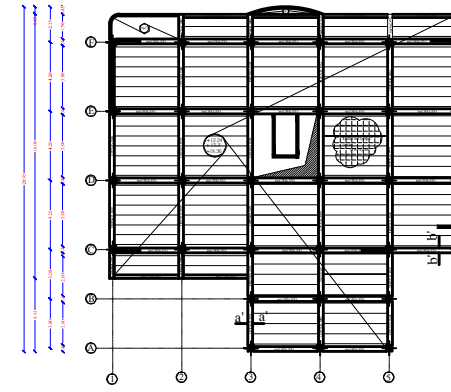
coupe 4'-4'  
coupe 1''-1''  
coupe 2''-2''

PLAN DE COFFRAGE  
SOUS SOL 1 ET RDC



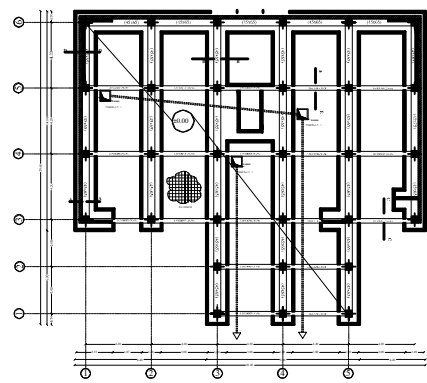
coupe 4-4  
coupe 1'-1'  
coupe 2'-2'

PLAN DE COFFRAGE  
SOUS SOL 2 ET RDC



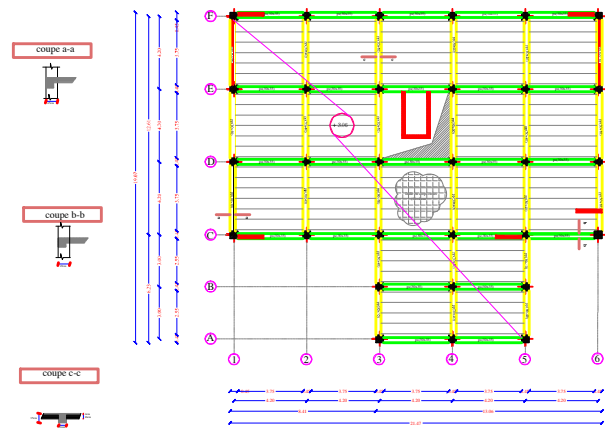
coupe 4'-4'  
coupe 1''-1''  
coupe 2''-2''

PLAN DE COFFRAGE  
SOUS SOL 1 ET RDC



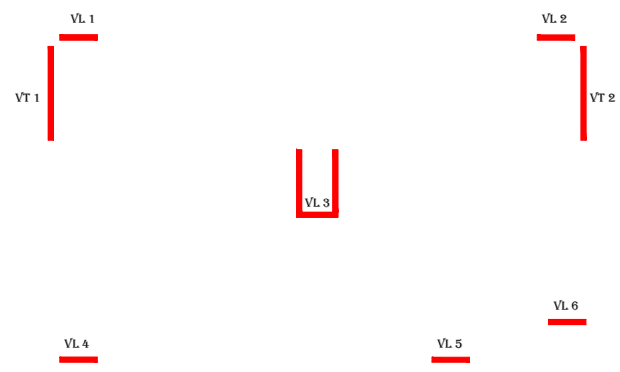
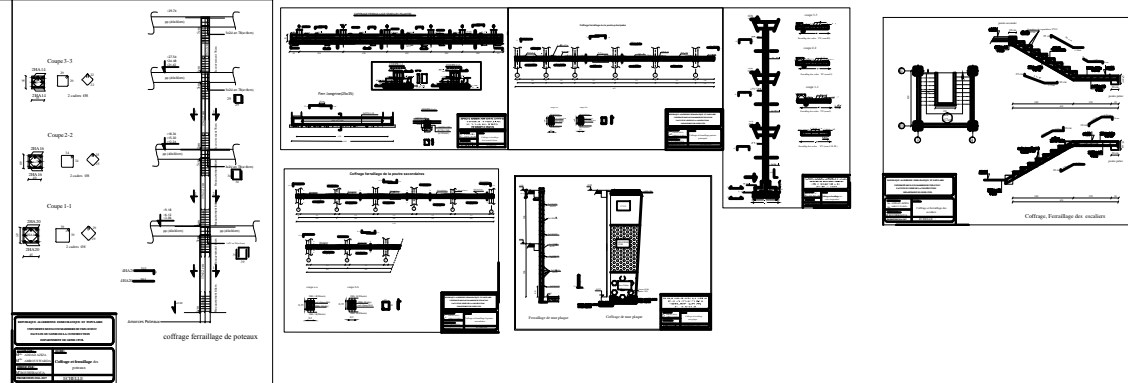
coupe 1-1'  
coupe 2-2'  
coupe 3-3'  
coupe 4-4'  
coupe 5-5'  
coupe 6-6'

PLAN DE FONDATION

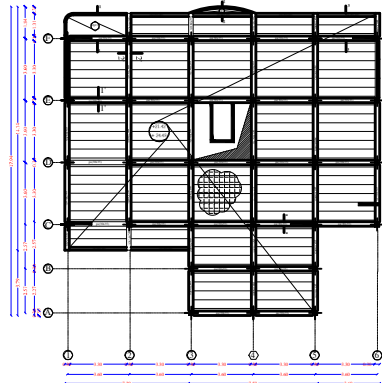


coupe a-a  
coupe b-b  
coupe c-c

PLAN DE COFFRAGE SOUS SOL 1  
ECHELLE: 1/50



REPARTITION DES VOILES  
ECHELLE: 1/20



coupe 1-1  
coupe 2-2  
coupe 3-3

PLAN DE COFFRAGE  
1er ETAGE

