

*République Algérienne Démocratique et Populaire*  
*Ministère de l'Enseignement Supérieur*  
*Et de la Recherche Scientifique*  
*Université Abderrahmane MIRA- Bejaia*  
*Faculté de la technologie*  
*Département de Génie Civil*

# Mémoire de fin d'études

## Mémoire de fin d'études

*En Vue d'Obtention du Diplôme De Master en génie civil*  
*Option : Matériaux et structures*

### Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitation  
contreventé par un système mixte  
(Voiles – Portiques)**

### Présenté par :

**M<sup>er</sup> : BENABDESLAM A-HALIM**

**M<sup>er</sup> : AFRA HAMZA**

### Encadreur :

**M<sup>er</sup> : OURABAH**

### Jurés :

**M<sup>elle</sup> : MEZIANI**

**M<sup>er</sup> : CHELOUAH**

**Promotion 2013-2014**

## *Remerciements*

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre  
profonde gratitude et nos vifs remerciements :*

*Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir  
donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.*

*A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant  
toutes nos études.*

*A M<sup>er</sup> OURABAH : notre promoteur, pour avoir accepté de nous guider  
sur le bon chemin du travail.*

*Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.*

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce  
mémoire.*

*HALIM & HAMZA*

## *Dédicaces*

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenue durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

*A mon petit frère azzeddine et à toute la famille  
BENABDESLAM sans exception.*

- A tous mes amis (es) sans exception.*
- A toute la promotion génie civil.*
- A mon binôme HAMZA.*

*HALIM*



# Sommaire

## INTRODUCTION GENERALE.

INTRODUCTION GENERALE.....	1
----------------------------	---

## CHAPITRE I. GENERALITE.

I.1. INTRODUCTION.....	2
I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE .....	2
I.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE.....	3
I.4. DEFINITION DES ELEMENTS DE L'OUVRAGE .....	3
I.4.1. Ossature :.....	3
I.4.2. Les planchers : .....	3
I.4.3. Les escaliers : .....	3
I.4.4. Les éléments de remplissages :.....	3
I.4.5. La terrasse : .....	4
I.4.6. L'acrotère : .....	4
I.4.7. Les Voiles : .....	4
I.4.8. l'ascenseur :.....	4
I.4.9. les fondations : .....	4
I.4.10. les balcons :.....	4
I.5. REGLEMENTS ET NORMES UTILISES .....	4
I.6. CARACTERISTIQUES DU SOL .....	5
I.7. LES CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX .....	5
I.7.1. Béton .....	5
I.7.2. L'Acier .....	5

## **CHAPITRE II. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.**

II.1. INTRODUCTION .....	6
II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES .....	6
II.2.1. Les planchers .....	6
II.2.1.1. Les planchers à corps creux .....	6
II.2.1.2. Dalles pleines .....	10
II.2.2. LES MURS .....	13
II.2.2.1. Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses) .....	13
II.2.3. Acrotère .....	13
II.2.4. Les escaliers .....	14
II.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX.....	17
II.3.1. Poutres principales [P.P].....	17
II.3.2. Les poutres secondaires [P. S].....	18
II.3.3. Les poteaux .....	18
II.3.4. Les voile.....	19
II.4. DESCENTE DES CHARGES .....	20
II.4.1. Définition :.....	20
II.5. VERIFICATIONS .....	25
II.5.1. Vérification a la compression simple .....	25
II.5.2. Vérification au flambement .....	25
II.6. CONCLUSION.....	28

## **CHAPITRE III. ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES.**

III.1. INTRODUCTION .....	29
III.2. ETUDE DES PLANCHERS .....	29
III.2.1. Calcul des planches à corps creux .....	29
III.2.1.1. Etude des poutrelles .....	29
III.2.1.2. La méthode forfaitaire.....	30

III.2.1.3. Méthode de Caquot minoré.....	32
III.2.1.4. Différentes types des poutrelles .....	33
III.2.1.5. Etude de la poutrelle type 1 : .....	35
III.2.1.6. Etude de la poutrelle type 6 : .....	43
III.2.1.7. les Sollicitations maximales :.....	51
III.2.1.8. Ferrailage des poutrelles :.....	52
III.2.1.9. Ferrailage de la dalle de compression.....	67
III.3. ETUDE DES ESCALIERS .....	68
III.3.1. Escalier à deux volées .....	68
III.3.1.1. Calcul du chargement .....	68
III.3.1.2. Calcul des sollicitations .....	69
III.3.1.3. Calcul du Ferrailage à l'ELU.....	70
III.3.1.4. Vérifications.....	71
III.3.1.5. Schéma de ferrailage de l'escalier .....	74
III.3.2. Etude de la poutre palière .....	74
III.3.2.1. Dimensionnement .....	74
III.3.2.2. Calcul d'armature à la flexion simple.....	75
III.3.2.3. Calcul d'armature à la torsion.....	76
III.3.2.4. Ferrailage .....	77
III.3.2.5. Schéma de ferrailage de la poutre palière : .....	78
III.4. ETUDE DE LA DALLES PLEINES .....	78
III.4.1. Dalle pleine sur un seul appui (type 1).....	78
III.4.1.1. Les sollicitations à l'ELU .....	79
III.4.1.2. Vérifications.....	79
III.4.1.3. Vérification à l'ELS .....	80
III.4.1.4. Schéma de Ferrailage.....	81
III.4.2. Dalle pleine sur deux appuis (type 2).....	81

III.4.2.1. Les sollicitations à l'ELU .....	81
III.4.2.2. Ferrailages.....	82
III.4.2.3. Vérifications.....	82
III.4.2.4. Vérification à l'ELS .....	83
III.4.2.5. Schéma de ferrailage.....	84
III.4.3. Dalle pleine sur trois appuis (type 3).....	84
III.4.3.1. Méthode de calcul .....	84
III.4.3.2. Les sollicitations à l'ELU .....	85
III.4.3.3. Calcule ferrailages .....	85
III.4.3.4. Vérification à l'ELU .....	86
III.4.3.5. Vérification à l'ELS .....	87
III.4.3.6. Schéma de ferrailage.....	89
III.5. ETUDE DE LA POUTRE DE CHAINAGE.....	89
III.5.1. Dimensionnement.....	89
III.5.2. Calcule A' ELU .....	90
III.5.2.1. Calcul des sollicitations .....	90
III.5.2.2. Calcul des armatures longitudinales .....	90
III.5.2.3. Calcul des armatures transversales .....	90
III.5.2.4. Calcul des espacements.....	91
III.5.3. Vérifications .....	91
III.5.3.1. À l'ELU .....	91
III.5.3.2. À l'ELS .....	91
III.5.4. Schéma de ferrailage .....	92
III.6. ETUDE DE LA DALLE DE L'ASCENSEUR.....	92
III.6.1. Cas d'une charge répartie .....	93
III.6.1.1. Evaluation des charges et surcharges.....	93
III.6.1.2. Calcul des sollicitations .....	94

III.6.1.3. Calcul des moments réels.....	94
III.6.1.4. Calcul du ferrailage.....	95
III.6.1.5. Vérification à L'ELS.....	96
III.6.1.6. Le schéma de ferrailage .....	97
III.6.2. Cas d'une charge concentrée .....	97
III.6.2.1. Calcul des sollicitations .....	98
III.6.2.2. Ferrailage .....	99
III.6.2.3. Vérification à L'ELS.....	100
III.6.2.4. Schéma de ferrailage.....	101
III.7. ETUDE DE L'ACROTÈRE.....	102
III.7.1. Hypothèse de calcul.....	102
III.7.2. Evaluation des charges et surcharges : .....	102
III.7.3. Calcul de l'excentricité à l'ELU.....	103
III.7.4. Ferrailage de la section.....	104
III.7.5. Vérifications .....	105
III.7.5.1. Vérifications à l'ELU.....	105
III.7.5.2. Vérifications à l'ELS .....	106
III.7.6. Schéma de ferrailage de l'acrotère .....	108

## **CHAPITRE IV. ETUDE SISMIQUE.**

IV.1. INTRODUCTION.....	109
IV.2. METHODES DE CALCUL .....	109
IV.3. ANALYSE SISMIQUE DE LA STRUCTURE .....	109
IV.3.1. Estimation de la période fondamentale de la structure .....	110
IV.3.2. Calcul de la force sismique totale .....	111
IV.3.3. Méthode d'analyse modale spectrale .....	113
VI.4. CONCLUSION.....	124

## CHAPITRE V. ETUDES DES ELEMENTS PRINCIPAUX.

V.1. INTRODUCTION .....	125
V.2. ETUDE DES POTEAUX .....	125
V.2.1. Définition : .....	125
V.2.2. Recommandations du RPA99/Version 2003.....	125
V.2.3. Sollicitations dans les poteaux.....	127
V.2.4. Ferrailage des poteaux .....	128
V.2.4.1. Armatures longitudinales .....	128
V.2.4.2. Armatures transversales .....	129
V.2.4.3. Résultats de ferrailage des armatures transversales .....	129
V.2.4.4. Vérifications .....	130
V.2.4.5. Disposition constructive des poteaux.....	133
V.2.5. Le schéma de ferrailage des poteaux.....	134
V.2.6. Poteau circulaire : .....	135
V.2.7. Schémas de ferrailage.....	136
V.3. ETUDE DES POUTRES .....	137
V.3.1. calcul du ferrailage .....	137
V.3.2. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	140
V.3.3. Vérification des zones nodales .....	142
V.3.3.1. Détermination du moment résistant dans les poteaux et les poutres .....	143
V.3.3.2. Vérification .....	144
V.3.4. Schéma de ferrailage des poutres .....	146
V.4. ETUDE DES VOILES .....	148
V.4.1. Recommandation du RPA 99/version2003 .....	148
V.4.2. Ferrailage des voiles .....	149
V.4.3. Exemples de schémas de ferrailage d'un voile (RDC) : .....	157
V.5. CONCLUSION .....	158

## **CHAPITRE VI. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.**

VI.1. INTRODUCTION.....	159
VI.2. CHOIX DU TYPE DES FONDATIONS .....	159
VI.2.1. Combinaisons d'actions à considérer.....	159
VI.2.2. Les caractéristique du sol.....	159
VI.2.3. Vérification des semelles isolées .....	159
VI.2.4. Vérification des semelles filantes.....	161
VI.2.5. Calcul de la hauteur de la semelle.....	162
VI.2.6. Vérification au poinçonnement .....	162
VI.2.7. Vérification de la contrainte du sol .....	162
VI.2.8. Vérification de la stabilité au renversement :.....	163
VI.2.9. Vérification de la poussé hydrostatique .....	163
VI.2.10. Ferrailage : .....	163
VI.2.11. Calcul de la poutre de rigidité .....	164
VI.2.12. Armatures transversales .....	166
VI.2.13. Espacement des aciers transversaux.....	166
VI.2.14. Armature de peau .....	166
VI.2.15. Le schéma de ferrailage.....	167

### **CONCLUSION GENERALE**

CONCLUSION GENERALE.....	168
--------------------------	-----

**Bibliographie.**

**Annexes.**



## INTRODUCTION GENERALE

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles.

Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans cinq grands domaines d'intervention: structures, géotechnique, hydraulique, transport, et environnement.

Le domaine d'application du génie civil est très vaste ; il englobe les travaux publics et le Bâtiment.

Il comprend notamment :

- Le gros œuvre en général, quel que soit le type de construction ou de bâtiment, comme les gratte-ciel.
- Les constructions industrielles : usines, entrepôts, réservoirs, etc...
- Les infrastructures de transport : routes, voies ferrées, ouvrages d'art, ports, tunnels, etc.
- Les constructions hydrauliques : barrages, digues, jetées, etc...

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (R+7), il regroupe à la fois commerces et logements d'habitations et il est contreventé par un système mixte (voiles portiques).

Nos trois premiers chapitres se résument au calcul statique, ensuite nous entamons l'étude dynamique dans le IV chapitre à la recherche d'un bon comportement de notre structure par la mise en place d'une disposition bien choisie des voiles porteurs.

Une fois que la disposition est adoptée, le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre V et le calcul de l'infrastructure fera l'objet du chapitre VI.

Le manuscrit se termine par une conclusion générale qui résume les différents résultats obtenus et les contraintes rencontrées au cours de l'élaboration de ce travail.

## I.1. INTRODUCTION

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des données et des connaissances de base sur lesquelles les ingénieurs prennent appui dans son étude pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, ce chapitre de généralités, donne les caractéristiques des matériaux utilisés pour la réalisation de notre structure ainsi qu'une description de cette dernière.

## I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage qui fait l'objet de notre projet de fin d'étude, est un bloc A de 336 logements EL-KSEUR R.D.C +7 (usage d'habitation et commerce ou R.D.C). Cet ouvrage est implanté à EL-KSEUR wilaya de Bejaïa zone (II a) zone de moyenne sismicité. Pour son étude on se conformera aux différents règlements et documents techniques algériens en vigueur entre autre RPA99/Version 2003, BAEL91...

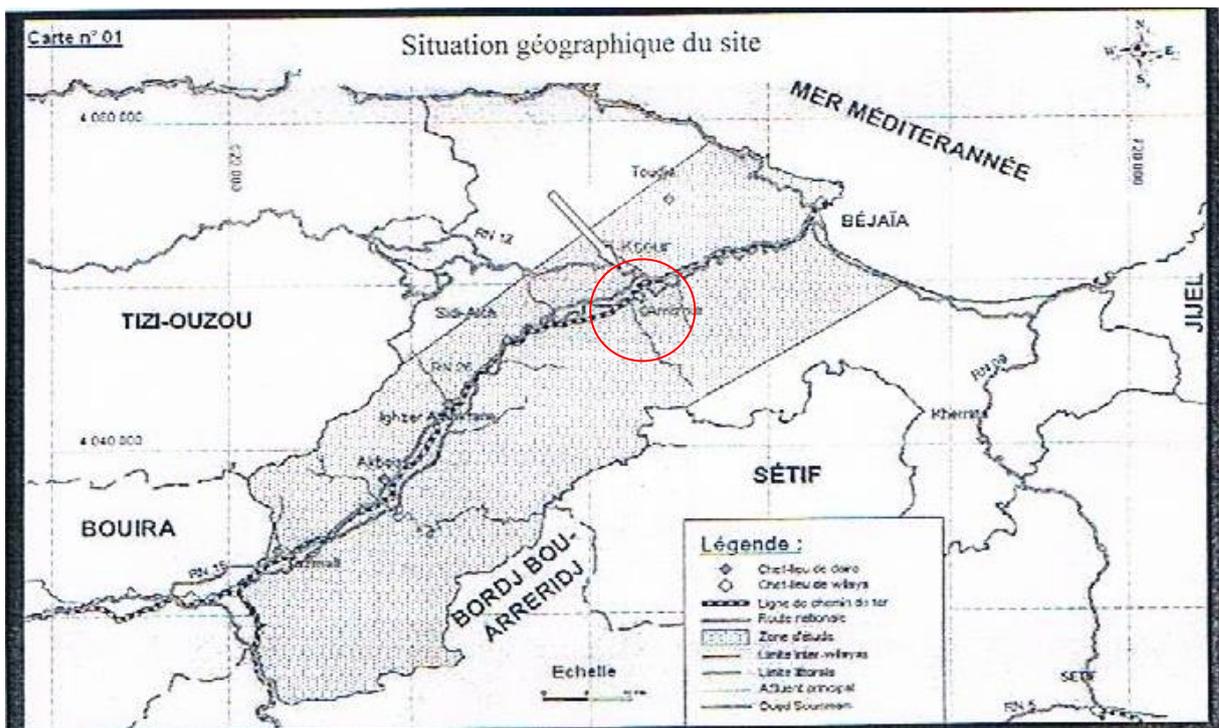


Figure I 1. Plan de situation.

### I.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE

- Hauteur totale de l'ouvrage : 28.00 *m*
- Hauteur de RDC : 3.06 *m*
- Hauteur des autres étages courant : 3.06 *m*
- La longueur et la largeur totale est de : 23.3 *m*, 16.4*m*

### I.4. DEFINITION DES ELEMENTS DE L'OUVRAGE

#### I.4.1. Ossature :

En se référant au RPA 99 version 2003 qui exige pour toute structure dépassant une hauteur de 14 *m* en zone II, un système de contreventement mixte (voiles-portiques), avec justification de l'interaction (les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage). De ce fait l'objet de notre étude doit s'inscrire dans les exigences du RPA.

#### I.4.2. Les planchers :

Ce sont des aires, généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment.

Le rôle essentiel des planchers est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux ou voiles).

On a deux types de plancher :

- Plancher à dalle pleine
- Plancher à corps creux

#### I.4.3. Les escaliers :

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

Notre structure comprend deux types d'escaliers ; escaliers à un seul volé est escaliers à deux volées, ils sont séparés par des paliers de repos.

#### I.4.4. Les éléments de remplissages :

Les murs d'extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois extérieure et intérieure d'épaisseur 15 *cm* et 10 *cm* respectivement, elles sont séparées par une lame d'air d'épaisseur 5 *cm* pour l'isolation thermique et phonique.

Les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur 10 *cm*.

#### **I.4.5. La terrasse :**

Notre projet comporte une terrasse accessible, et une terrasse inaccessible.

#### **I.4.6. L'acrotère :**

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse et l'accrochage de matérielle elle aide à rigidifier la structure, ses dimensions sont mentionnés dans les plans d'architecture. Sa hauteur est de 60 *cm*.

#### **I.4.7. Les Voiles :**

Seront réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

#### **I.4.8. l'ascenseur :**

L'ascenseur est un élément mécanique servant à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages sans utiliser les escaliers.

#### **I.4.9. les fondations :**

Le choix du type de fondation dépend de la capacité portante du sol et des charges transmises par la superstructure à ce dernier, on choisira le type de fondation approprié au bâtiment après l'étude de la superstructure.

#### **I.4.10. les balcons :**

Les balcons seront réalisés en dalles pleines.

### **I.5. REGLEMENTS ET NORMES UTILISES**

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

.Le Règlement Parasismiques Algérien (**RPA 99/version 2003**).

.Le Code du béton armé (**CBA 93**).

. Le document technique réglementaire (**DTR BC 2.2 ; Charges et surcharges**).

. Les Règles de calcul des fondations superficielles (**DTR BC 2.331**) et les **DTU**.

.Le béton armé aux états limites (**BAEL 91**).

## I.6. CARACTERISTIQUES DU SOL

La structure qui fait l'objet de notre étude repose sur le sol de caractéristique suivante :  
La nature de sol est constituée essentiellement par une épaisse formation alluvionnaire reposée sur une assise marneuse.

La contrainte admissible du sol :  $\sigma_{adm} = 2 \text{ bar}$

## I.7. LES CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

### I.7.1. Béton

Le béton présente les avantages suivants :

- . Une bonne résistance à la compression,
- . Une souplesse d'utilisation,
- . Un entretien facile,
- . Une bonne résistance aux feux,
- . Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

Dans notre projet on a utilisé un béton de  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

### I.7.2. L'Acier

#### Définition:

L'acier est fabriqué à partir du Fer dans des hauts fourneaux, c'est le carbone qui influe sur la qualité de l'acier. Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de traction et éventuellement de compression que le béton ne pourrait pas supporter seul.

Selon (**l'Art 7.2.2 du RPA99/Version 2003**), les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence, avec  $f_e \leq 500 \text{ MPa}$ , et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égal à 5%.

Dans notre projet on a utilisé des armatures de haute adhérence FeE400 dont la limite d'élasticité vaut  $400 \text{ MPa}$ .



## II.1. INTRODUCTION

Afin de déterminer les sections minimales des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts sollicitant nous procédons à un pré dimensionnement de ces éléments. Cette opération se fait conformément aux règles édictées par les règlements en vigueur (RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93 et DTR BC 2.2,...).

La transmission des charges se fait comme suit :

Charges et surcharges → poutrelles → planchers → poutres → poteaux → fondations → sol.

## II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

### II.2.1. Les planchers

#### II.2.1.1. Les planchers à corps creux

##### a) Définition :

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges et un rôle d'isolation thermique et acoustique et séparateur entre deux étages.

Il est composé de corps creux et de poutrelles et de dalle de compression.

Le pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le (CBA93. Article : B-6-8-4, 2-4):

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

$L_{\max}$  : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles

$h_t$  : hauteur du plancher

$$L_{\max} = 510 - 30 = 480 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{480}{22.5} = 21.33 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de  $(20 + 4) = 24 \text{ cm}$ .

Avec :

- ✓  $h = 20 \text{ cm}$  : hauteur du corps creux.
- ✓  $h_0 = 4 \text{ cm}$  : hauteur de la dalle de compression.

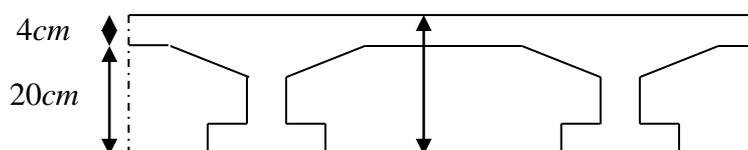


Figure II 1. Les planchers corps creux.

### b) Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

Les poutrelles sont considérées comme poutres continues semi encastrées elles seront calculées comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

$b$ : largeur de la table de compression

$b_0$ : largeur de la nervure

$L_x$ : distance entre nus de deux poutrelles successive.

$L_y$ : distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

$h_0$ : épaisseur de la dalle de compression.

$h_t$ : hauteur totale de la poutrelle.

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h_t \rightarrow b_0 = (9.6 \text{ à } 19.2 \text{ cm})$$

Donc on prend :  $b_0 = 10 \text{ cm}$

$$b_1 \leq \min (L_x/2, L_y/10)$$

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$L_y = 510 - 30 = 480 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min (55/2; 480/10)$$

$$b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

Donc on prend :  $b = 65 \text{ cm}$  CBA93 (article A.4.1.3)

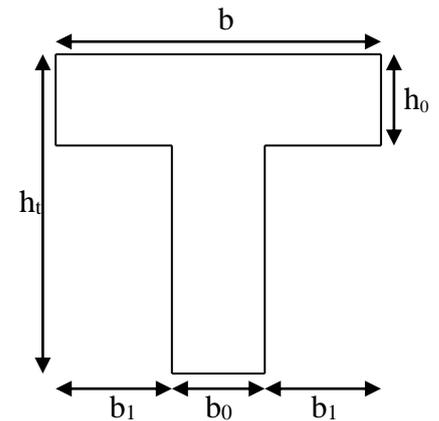


Figure II 1. Schéma d'une poutrelle.

### c) Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

➤ **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée afin de diminuer la flèche.

➤ **Critère de continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon le premier critère.

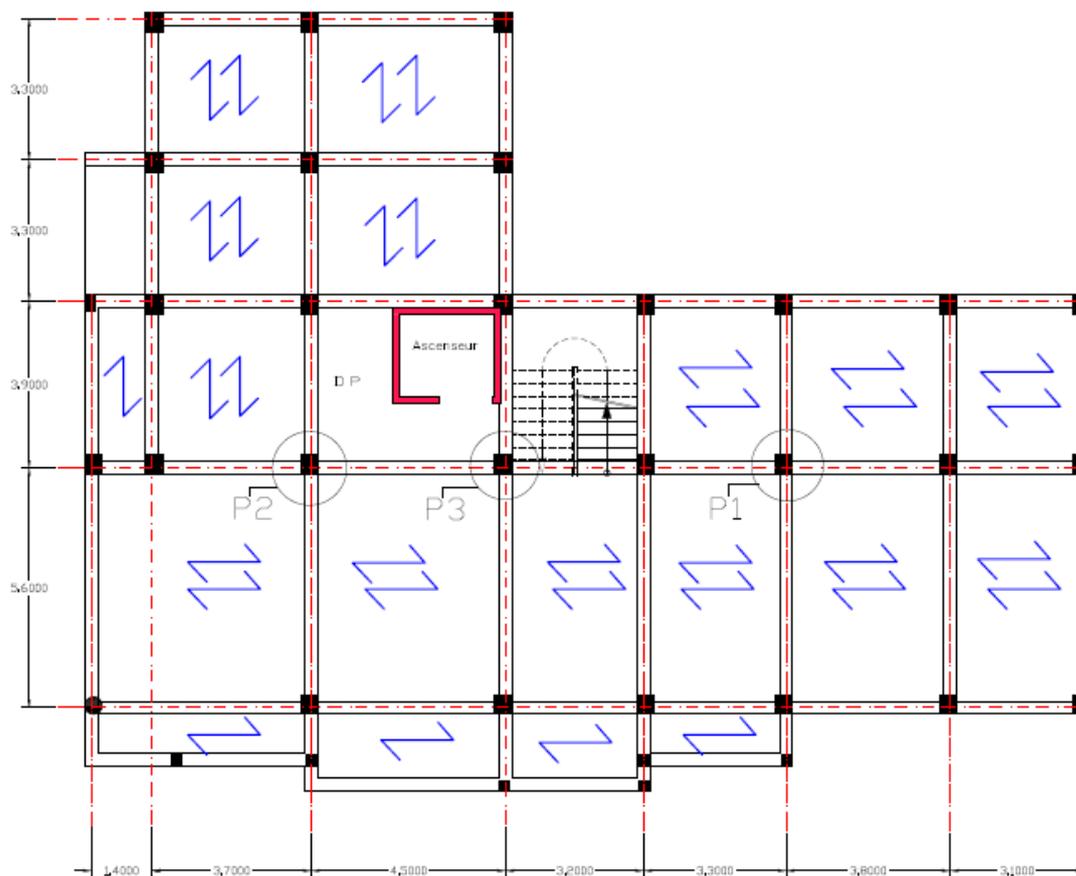


Figure II 2. Disposition des poutrelles.

#### d) Evaluation des charges et surcharges

##### ➤ La terrasse accessible :

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	2	0.40
Mortier de pose	2	0.40
Forme de pente (1.5%)	10	2.20
Lit de sable	2	0.36
Isolation thermique	1.5	0.27
Plancher à corps creux (20+4)	24	3.20
Enduit de plâtre	2	0.20

Tableau II 1. Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible.

La charge permanente totale qu'on a est :  $G_{terr} = 7.03 \text{ KN/m}^2$

- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse accessible est estimée à :

$$Q_{\text{terr}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

➤ **La Terrasse inaccessible (corps creux)**

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Protection en gravillon roulé	4	0.08
Étanchéité multicouche	2	0.12
Isolation thermique	1.5	0.27
Forme de pente en béton	10	2.2
Plancher en corps creux	24	3.2
Enduit en plâtre	2	0.2

Tableau II 2. Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible (corps creux).

La charge permanente totale qu'on a est :  $G_{\text{terr in}} = 6.07 \text{ KN/m}^2$

- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse accessible est estimée à :

$$Q_{\text{terr in}} = 1 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Plancher étage courant**

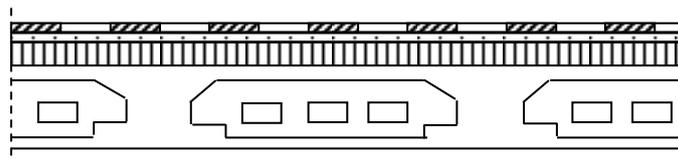


Figure II 3. Plancher étage courant.

Désignation des éléments	e (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Cloisons de séparation	14	1.40
Carrelage	2	0.40
Mortier de pose	2	0.40
Lit de Sable	2	0.36
Plancher à corps creux (20+4)	24	3.20
Enduit de plâtre	2	0.20

Tableau II 3. Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant.

- La charge permanente totale qu'on a est :  $G_{\text{étage}} = 5.96 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage courant est estimée à :  
 $Q_{\text{étage}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$

### II.2.1.2. Dalles pleines

#### a) Définition

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont l'une des directions (l'épaisseur  $h$ ) est petite par rapport aux deux autres (les portées  $l_x$  et  $l_y$ ). On désigne par  $l_x$  la plus petite des portées. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

- **Résistance au feu** (CBA 93)
  - $e \geq 7 \text{ cm}$ ..... Pour une heure de coupe-feu.
  - $e \geq 11 \text{ cm}$ ..... Pour deux heures de coupe-feu.
  - $e \geq 17.5 \text{ cm}$ ..... Pour quatre heures de coupe-feu.
- **Isolation phonique** :  $e \geq 13 \text{ cm}$
- **Critère de résistance à la flexion**
  - $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$  ..... Pour une dalle sur deux appuis (X)
  - $e \geq \frac{L_x}{20}$  ..... Pour une dalle sur un seul appui.
  - $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$  ..... Pour une dalle sur trois ou quatre appuis.

$L_x$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable)

#### b) Dalle pleine de plancher

##### 1) Dalle pleine de balcon

Dans notre projet on a trois types des balcons.

##### Type 1) : dalle sur un seul appui (balcon)

$$L_x = 1.20 \text{ m} ; \quad L_y = 2.50 \text{ m}.$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \Rightarrow e \geq \frac{120}{20} \Rightarrow e \geq 6 \text{ cm}$$

En prendre  $e = 12 \text{ cm}$

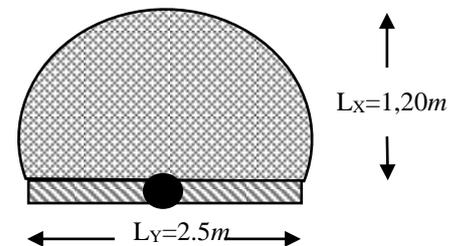


Figure II 4. Panneau sur 1 appui.

**Type 2) : Dalle sur 2 appuis (balcon)**

$$L_x = 1.40 \text{ m} ; \quad L_y = 3.30 \text{ m}.$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$$

$$\frac{140}{35} \leq e \leq \frac{140}{30} \Rightarrow 4 \text{ cm} \leq e \leq 4.66 \text{ cm}$$

On prend :  $e = 12 \text{ cm}$

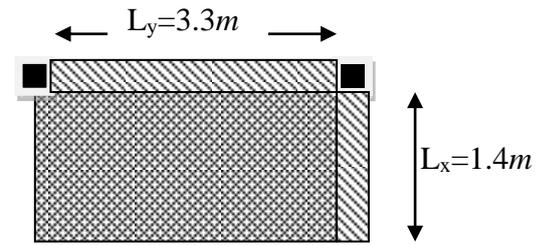


Figure II 5. Panneau sur 2 appuis.

**Type 3) : Dalle sur 3 appuis (balcon)**

$$L_x = 1.40 \text{ m} ; \quad L_y = 3.25 \text{ m}.$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

$$\frac{140}{50} \leq e \leq \frac{325}{40} \Rightarrow 2.8 \text{ cm} \leq e \leq 8.12 \text{ cm}$$

On prend :  $e = 12 \text{ cm}$

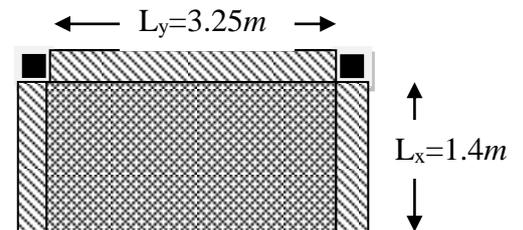


Figure II 6. Panneau sur 3 appuis.

On voit bien que les dimensions sont très petites donc c'est la condition de coupe-feux qui est la plus défavorable :  $e \geq 11 \text{ cm}$

On prend :  $e = 12 \text{ cm}$

L'épaisseur optée pour l'ensemble des dalles pleines de balcon est de 12 cm.

**2) Dalle pleine de la cage d'ascenseur :**

La condition d'isolation phonique est la plus défavorable :  $e \geq 13 \text{ cm}$

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

**3) Evaluation des charges et surcharges****➤ Planchers courant dalles pleines (cage d'ascenseur)**

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle pleine	15	3.75
Carrelage	2	0.40
Mortier de pose	2	0.40
Lit de Sable	2	0.36
Enduit de ciment	2	0.36

Tableau II 4. Evaluation des charges dans les planchers à dalles pleines.

La charge permanente totale qu'on a est :  $G_{dalle} = 5.27 \text{ KN/m}^2$

- La charge d'exploitation à prendre dans le cas de plancher étage courant est estimée à :

$$Q_{dalle} = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle pleine	12	3.00
Carrelage	2	0.40
Mortier de pose	2	0.40
Lit de Sable	2	0.36
Enduit de ciment	2	0.36

**Tableau II 5. Evaluation des charges dans les balcons (dalle pleine).**

La charge permanente totale qu'on a est :  $G_{dalle} = 4.52 \text{ KN/m}^2$

- La charge d'exploitation à prendre dans le cas de plancher étage courant est estimée à :

$$Q_{dalle} = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

➤ **La Terrasse inaccessible dalle plein**

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Protection en gravillon roulé	4	0.08
Etanchéité multicouche	2	0.12
Isolation thermique	10	0.27
Forme de pente en béton	1	2.2
Plancher en dalle plein	15	3.75
Enduit en plâtre	2	0.2

**Tableau II 6. Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible dalle plein.**

- La charge permanente totale qu'on a est :  $G_{terr\ dal} = 6.62 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas des balcons est estimée à :

$$Q_{terr\ dal} = 1 \text{ KN/m}^2$$

## II.2.2. LES MURS

### II.2.2.1. Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses)

#### a) Définition :

Ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment, et se manifestent par un coefficient de comportement qui caractérise la structure étudiée

#### b) Evaluation des charges et surcharges

Désignation des éléments	e (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de plâtre	2	0.2
Briques creuses	15	1.35
Lame d'air	5	0.00
Briques creuses	10	0.90
Enduit de ciment	2	0.36

Tableau II 7. Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

- La charge permanente totale qu'on a est :  $G_{\text{murs}} = 2.81 \text{ KN/m}^2$

## II.2.3. Acrotère

#### a) Définition :

L'acrotère est un élément encastré à la périphérie du plancher terrasse.

Cet élément est réalisé en béton armé. Son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage des matériaux de travaux de l'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le Plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale.

#### b) Evaluation des charges

- Charge permanente

#### ➤ Poids propre

Soit S la section de l'acrotère ;

$$S = (10 \times 60) + (10 \times 7) + ((3 \times 10)/2) = 685 \text{ cm}^2$$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

Donc:  $G = 25 \times 0.0685 \times 1$

$$G = 1.713 \text{ KN/ml}$$

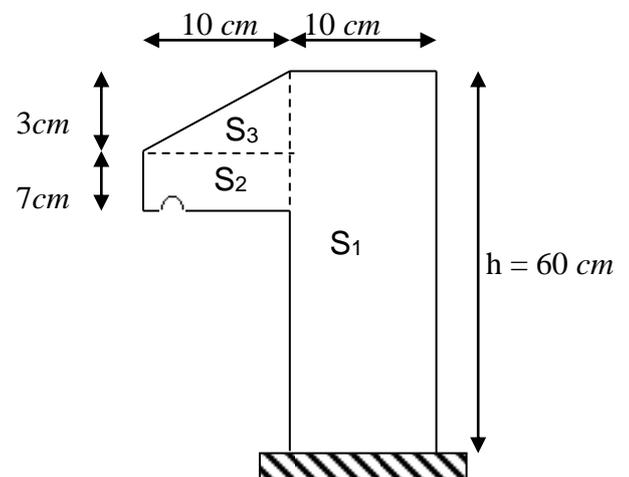


Figure II 7. Coupe de l'acrotère.

➤ **Enduit de ciment :**

$$G = \gamma_c \times e \times 1$$

$$G = 18 \times 0.02 \times 1 = 0.36 \text{ KN/ml}$$

Description	Poids ( $KN/m^2$ )
Corps de l'acrotère	1.713
Enduit de ciment extérieur	0.36
Enduit de ciment intérieur	0.36

Tableau II 8. Evaluation des charges de l'acrotère.

- La charge permanente totale est estimée à :  $G_{acr} = 2.433 \text{ KN/m}^2$ .
- D'après le **DTR BC 2.2** la surcharge d'exploitation pour l'acrotère est:  $Q_{acr} = 1 \text{ KN/m}^2$

## II.2.4. Les escaliers

### a) Définition :

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre cas ils sont réalisés en béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

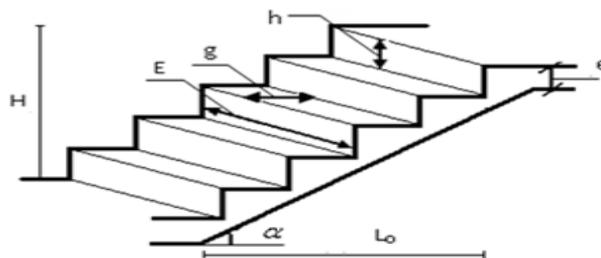


Figure II 8. Schéma terminologie d'escalier.

e : Epaisseur d'escalier

$L_0$  : Longueur projeté de la paillasse

h : Hauteur de la contre marche

$\alpha$  : Inclinaison de la paillasse

E : Emmarchement.

H : hauteur d'une volée.

L: longueur réel de la volée.

### b) Types d'escaliers

Dans notre projet on distingue 1 seul type d'escalier :

#### ➤ -Escaliers droits à deux volées et un palier intermédiaire

(Escalier des étages courants) :

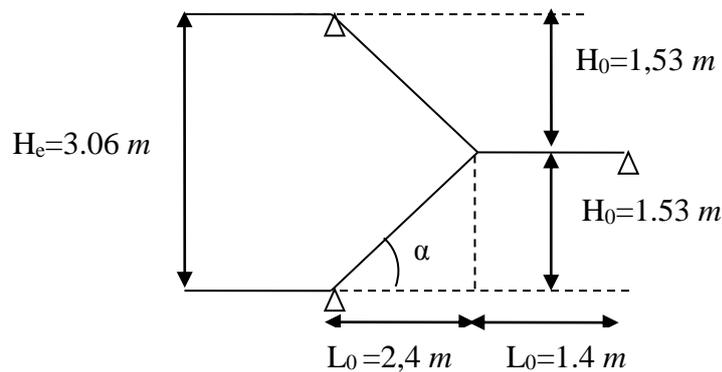


Figure II 9. Schéma statique d'un escalier à deux volées.

#### • Volée 1 :

Pour un pas moyen on prend la hauteur de contre marche 17 cm, donc pour une hauteur de la volée 1 de 1.53 m, on trouve 8 marches comme le montre le calcul suivant :

$$n = 1.53/0.17 = 9 \text{ contre marches.}$$

$$m = (n-1) = 8 \text{ marches.}$$

Le giron :  $g = ?$

D'après la relation de **BLONDEL** :

$$59 \leq g + 2 \times h \leq 64 \dots \dots \dots (\text{cm})$$

$$\text{Soit : } g + 2 \times h = 64 \text{ cm} \dots \dots \dots (\text{cm}) \quad \text{donc : } g = 30 \text{ cm}$$

-Par la suite la longueur de la projection de la volée est :  $30 \times 8 = 240 \text{ cm}$

$$\alpha = \text{tg}^{-1}(1.53/2.4) \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

**Epaisseur de la paille** : la détermination de l'épaisseur de la paille se fait par la condition suivante :  $L/30 \leq e \leq L/20$  tel que :

L est la longueur inclinée de la volée.

$$\text{Avec } L = (L_0^2 + H_0^2)^{1/2} + 1.4 = 4.24 \text{ m}$$

$$424/30 \leq e \leq 424/20 \Rightarrow 14.13 \leq e \leq 21.2$$

On opte pour  $e = 15 \text{ cm}$ , et on prend la même épaisseur pour le palier.

- **Volée 2 :**

Même données que la volée 1, donc on opte pour :

$$g = 30 \text{ cm} \quad \alpha = 32.51^\circ \quad e = 15 \text{ cm}$$

On opte pour  $e = 15 \text{ cm}$ , et on prend la même épaisseur pour le palier.

### c) Evaluation des charges et surcharges

#### ➤ Palier

Description	e (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	2	0.40
Mortier de pose	2	0.40
Lit de sable	2	0.36
Dalle en BA	15	3.75
Enduit plâtre	2	0.20

Tableau II 9. Evaluation des charges sur les escaliers (palier).

- La charge permanente totale est estimée à :  $G_{\text{esc pal}} = 5.11 \text{ KN/m}^2$ .
- D'après le **DTR BC 2.2** la surcharge d'exploitation pour l'acrotère est:

$$Q_{\text{esc pal}} = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

#### ➤ La volée

Description	e (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement horizontale	2	0.40
Revêtement verticale	2	0.23
Mortier de pose	2	0.40
Lit de sable	2	0.36
Marches	17 (1/2)	1.87
Paillasse	15/cos $\alpha$	4.44

Enduit plâtre	2	0.20
---------------	---	------

**Tableau II 10. Evaluation des charges sur les escaliers. (Volée).**

- La charge permanente totale est estimée à :  $G_{\text{esc vol}} = 7.90 \text{ KN/m}^2$ .
- D'après le **DTR BC 2.2** la surcharge d'exploitation pour l'acrotère est :  
 $Q_{\text{esc vol}} = 2.5 \text{ KN/m}^2$

### II.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

Les éléments principaux sont des éléments qui participent au système de contreventement (poutres, poteaux, voiles ....).

#### II.3.1. Poutres principales [P.P]

##### a) Définition

Ce sont les poutres susceptibles de reprendre les charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

##### b) Pré dimensionnement des poutres principales

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

$$\frac{L_{\text{max}}}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L_{\text{max}}}{10}$$

Avec :

$h_{pp}$  : hauteur de la poutre

$L_{\text{max}}$  : Est la longueur maximale entre nus d'appuis.

$$L_{\text{max}} = 5.60 - 0.30 = 5.30\text{m}$$

$$\text{D'où : } 35.33\text{cm} \leq h_{pp} \leq 53\text{cm}$$

On prend  $h_{pp} = 40\text{cm}$ , le meme calcule pour b avec un  $L_{\text{max}}=510\text{m}$

On adopte une section rectangulaire ( $b \times h$ ) =  $(35 \times 40) \text{ cm}^2$

Avec b : largeur de la poutre principale

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 (article 7.5.1) qui sont les suivantes:

$$b = 35 \geq 20 \text{ cm}$$

$$h = 40 \geq 30 \text{ cm} \quad (\text{RPA 99 version 2003 Art .7.5.1})$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1.33 \leq 4$$

### II.3.2. Les poutres secondaires [P. S]

#### a) Définition

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

#### b) Pré dimensionnement

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition

$$\text{suivante :} \quad \frac{L_{\max}}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

$h_{ps}$  : hauteur de la poutre

$L_{\max}$  : est la longueur maximale entre nœud d'appuis où :

$$L_{\max} = 5.1 - 0.30 = 4.8 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } 32 \leq h_{ps} \leq 48$$

On prend  $h_{ps} = 35 \text{ cm}$

Avec  $b$  : largeur de la poutre secondaire

On adopte une section rectangulaire  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003

(Article 7.5.1) qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifie} \\ h = 35 \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifie} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1.166 \leq 4 \dots \dots \dots \text{Vérifie} \end{array} \right. \quad (\text{RPA 99 version 2003 Art .7.5.1})$$

### II.3.3. Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU. Il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (Art 7.4.1), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

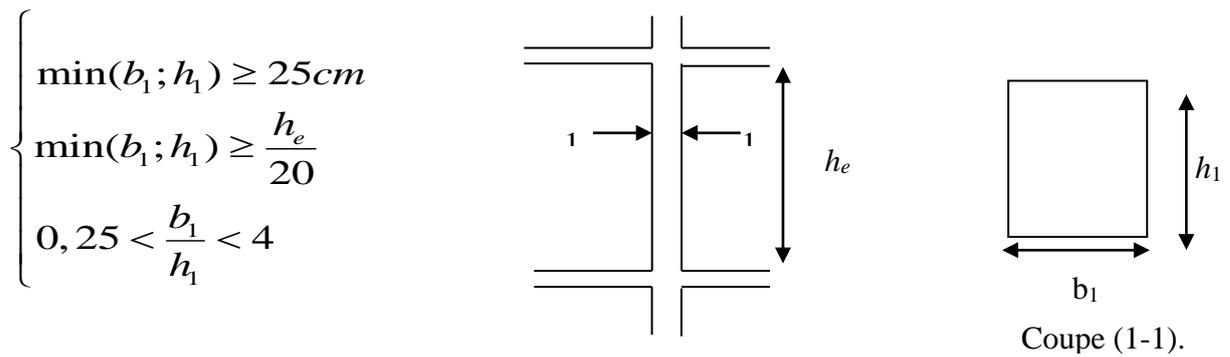


Figure II 10. Hauteur libre d'étage.

Tel que :

$h_e$  : Hauteur libre d'étage, elle est égale à :

$h_e = 3.06m$  Pour les étages courants et le RDC

$h_e = 2.5m$  Pour la trappe d'accès

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

- ✓ Pour les poteaux de RDC et 1<sup>ème</sup> étage on prend :  $b_1 \times h_1 = 40 \times 50 \text{ cm}^2$
- ✓ Pour les poteaux de 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étages on prend :  $b_1 \times h_1 = 40 \times 45 \text{ cm}^2$
- ✓ Pour les poteaux de 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup> étages on prend :  $b_1 \times h_1 = 35 \times 45 \text{ cm}^2$
- ✓ Pour les poteaux de 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> et la trappe d'accès, on prend :  $b_1 \times h_1 = 35 \times 40 \text{ cm}^2$

### II.3.4. Les voiles

Les voiles doivent satisfaire les conditions du RPA99 /version 2003 suivantes :

-l'épaisseur minimale ( $e_{\min} = 15cm$ ).

-A partir de la hauteur libre de l'étage «  $h_e$  » et les conditions de rigidité aux extrémités suivantes :

- Voile sans about  $e > h_e/20$
- Voile avec deux abouts rigides  $e > h_e/25$
- Voile avec un seul about rigide  $e > h_e/22$

Dans notre cas : de RDC jusqu'à 7<sup>ème</sup> étage

$$H_e = 3.06 - 0.24 = 2.82 \text{ m}$$

$$e \geq \max \left[ \frac{h_e}{20} ; 15cm \right].$$

$$e \geq \max \left[ \frac{282}{20} ; 15cm \right]. \quad \text{RPA99 (Article 7.7.1)}$$

$$\Rightarrow e \geq \max [14.1 ; 15cm]$$

Soit  $e = 15 \text{ cm}$  pour les étages de R.D.C au 7<sup>ème</sup> étage

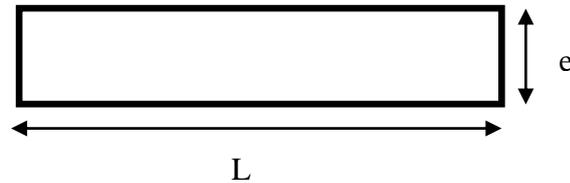


Figure II 11. Vue en plan d'un voile.

$$e \geq \max \left[ \frac{h_e}{20} ; 15 \text{ cm} \right].$$

$$e \geq \max \left[ \frac{226}{20} ; 15 \text{ cm} \right].$$

$$\Rightarrow e \geq \max [11.33 ; 15 \text{ cm}]$$

On adopte  $e = 15 \text{ cm}$  pour la trappe d'accès.

➤ **Voiles de la cage d'ascenseur :**

Comme ce voile n'intervient pas dans le contreventement, alors son épaisseur sera prise forfaitairement  $a = 15 \text{ cm}$

## II.4. DESCENTE DES CHARGES

### II.4.1. Définition :

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente

➤ **Énoncé de la loi de dégression :** DTR B.C 2.2 (article 6.3)

Dans notre cas les surcharges d'exploitation sont égales.

$$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_7 = Q \text{ (Étages à usage d'habitation), et soit}$$

$Q_0$  La surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Donc la loi de dégression sera comme suit :

Plancher terrasse :  $Q_0$

Niveau étage 7 :  $Q_0 + Q_1$

Niveau étage 6 :  $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

Niveau étage 5 :  $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Niveau étage 4 :  $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

Niveau étage 3 :  $Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$

Niveau étage 2 :  $Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$

Niveau étage 1 :  $Q_0+0.71 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$

Niveau RDC :  $Q_0+0.69 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$

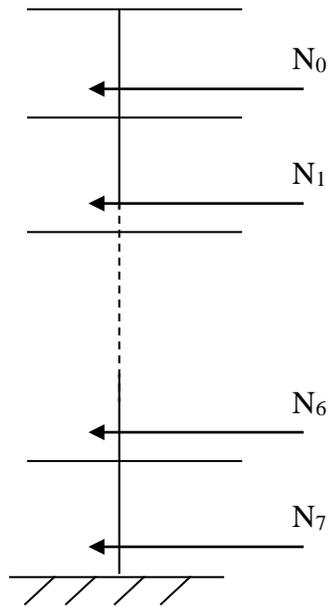


Figure II 12. Schéma statique de la descente de charge.

On effectuera la descente de charges pour 03 poteaux, un a une grande surface afférente, un a des escaliers des étages courants qui lui sont associés et l'autre est associé à des défèrent plancher (corps creux et dalle plein).

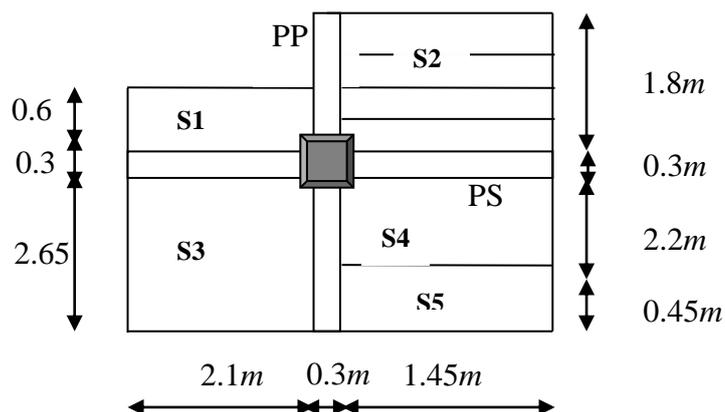
**Poteau N° 03:**

Figure II 13. La surface afférente Pour le P3.

➤ **La surface afférente**

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_5$$

$$S = 1.26 + 2.61 + 5.565 + 3.19 + 0.652 = 13.277 \text{ m}^2$$

➤ **Les charges et surcharges**

- Poutres principales :  $P_p = 25 \times 0.40 \times 0.30 \times 4.45 = 13.35 \text{ KN}$

- Poutres secondaires :  $P_s = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times 3.35 = 9.318 \text{ KN}$

- Poids total des poutres :  $P_{\text{poutres}} = 22.668 \text{ KN}$

• **Poteaux :**

- Pour les poteaux de la trappe d'accès :  $25 \times 0.35 \times 0.40 \times 2.5 = 8.75 \text{ KN}$

- Pour les poteaux de 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étages :  $25 \times 0.35 \times 0.40 \times 3.06 = 10.71 \text{ KN}$

- Pour les poteaux de 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étages :  $25 \times 0.35 \times 0.45 \times 3.06 = 12.048 \text{ KN}$

- Pour les poteaux de 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étages :  $25 \times 0.40 \times 0.45 \times 3.06 = 13.77 \text{ KN}$

- Pour les poteaux de RDC et 1<sup>ème</sup> étages :  $25 \times 0.40 \times 0.50 \times 3.06 = 15.3 \text{ KN}$

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q	G <sub>t</sub> (KN)	Q <sub>t</sub> (KN)
$N_0$	Plancher terrasse inaccessible	39.163	8.312	<b>65.069</b>	<b>8.312</b>
	Poutres	17.156			
	Poteau	8.75			
$N_1$	$N_0$	<b>65.069</b>	<b>8.312</b>		
	Plancher terrasse	4.583	1.181		

	accessible Plancher terr inacc corps creux Plancher courant Plancher terr inacc dalle plein murs Escalier Poutres Poteau	33.779 19.012 8.341 17 20.619 22.668 10.71	5.565 5.775 1.89  9.187   	<b>201.781</b>	<b>31.91</b>
$N_2$	$N_1$ Plancher courant Plancher dalle plein Escalier Poutres Poteau	<b>201.781</b> 56.065 6.64 20.619 22.668 10.71	<b>31.91</b> 15.303 2.835 9.187   	<b>318.483</b>	<b>56.688</b>
$N_3$	$N_2$ Plancher courant Plancher dalle plein Escalier Poutres Poteau	<b>318.483</b> 56.065 6.64 20.619 22.668 12.048	<b>56.688</b> 15.303 2.835 9.187   	<b>436.523</b>	<b>78.735</b>
$N_4$	$N_3$ Plancher courant Plancher dalle plein Escalier Poutres Poteau	<b>436.523</b> 56.065 6.64 20.619 22.668 12.048	<b>78.735</b> 15.303 2.835 9.187   	<b>554.563</b>	<b>98.049</b>
	$N_4$ Plancher courant	<b>554.563</b> 56.065	<b>98.049</b> 15.303		

$N_5$	Plancher dalle	6.64	2.835	<b>674.325</b>	<b>114.63</b>
	plein				
	Escalier	20.619	9.187		
	Poutres	22.668			
	Poteau	13.77			
$N_6$	$N_5$	<b>674.325</b>	<b>114.63</b>	<b>794.087</b>	<b>128.479</b>
	Plancher courant	56.065	15.303		
	Plancher dalle	6.64	2.835		
	plein				
	Escalier	20.619	9.187		
	Poutres	22.668			
	Poteau	13.77			
$N_7$	$N_6$	<b>794.087</b>	<b>128.479</b>	<b>915.379</b>	<b>141.471</b>
	Plancher courant	56.065	15.303		
	Plancher dalle	6.64	2.835		
	plein				
	Escalier	20.619	9.187		
	Poutres	22.668			
	Poteau	15.30			
$N_8$	$N_7$	<b>915.379</b>	<b>141.471</b>	<b>1036.671</b>	<b>156.574</b>
	Plancher courant	56.065	15.303		
	Plancher dalle	6.64	2.835		
	plein				
	Escalier	20.619	9.187		
	Poutres	22.668			
	Poteau	15.30			

Tableau II 11. Descente des charges P3.

Soit  $N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q = 1634.366 \text{ KN}$

Le CBA préconise de majorer  $N_u$  de 10%  $\Rightarrow P_u = 1,1N_u = 1797.802 \text{ KN}$

**Après calculs :**

Descente des charges pour le poteau ( $P_1$ )

Soit  $N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q = 1550.21 \text{ KN}$

Le CBA préconise de majorer  $N_u$  de 10%  $\Rightarrow P_u = 1,1N_u = 1705.23 \text{ KN}$

Descente des charges pour le poteau ( $P_2$ )

Soit  $N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q = 1619.938 \text{ KN}$

Le CBA préconise de majorer  $N_u$  de 10%  $\Rightarrow P_u = 1,1N_u = 1781.932 \text{ KN}$

Les calculs montrent que le poteau P3 est le plus sollicité sous charges verticales.

**$P_u = 1797.802 \text{ KN}$**

## II.5. VERIFICATIONS

### II.5.1. Vérification a la compression simple

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{tel que} : \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{1797.802 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.12 \text{ m}^2$$

On a :  $B = 0.40 \times 0.50 = 0.20 \text{ m}^2$

$B = 0.2 \geq 0.12 \text{ m}^2$  .....Condition vérifiée.

Poteau	$N_u$ (KN)	$B_{cal}$ ( $\text{m}^2$ )	$B_{adp}$ ( $\text{m}^2$ )	$B_{adp} \geq B_{cal}$
RDC et 1 <sup>eme</sup> étage	1797.802	0.12	0.20	Vérifié
2 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup> étage	1391.209	0.10	0.18	Vérifié
4 <sup>eme</sup> et 5 <sup>eme</sup> étage	985.306	0.065	0.15	Vérifié
6 <sup>eme</sup> et 7 <sup>eme</sup> étage et trappe d'accès	566.482	0.038	0.14	Vérifié

Tableau II 12. Vérification a la compression simple.

### II.5.2. Vérification au flambement

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.4.1)}$$

$B_r$  : Aire de la section réduite du béton en retranchant 1cm sur tout le périmètre.

Le coefficient 0,9 prend en compte l'augmentation de la résistance du béton entre 28 jours et 90 jours.

$A_S$  : Section des armatures.

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité de béton.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité des aciers

$\alpha$  : Coefficient en fonction de l'élanement  $\lambda$ .

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

Supposant que la moitié au moins des charges est appliquées à moins de 90 jours, alors  $\alpha$  est devisé par 1.1.

$$\text{On calcule l'élanement. } \lambda = \frac{l_f}{i}$$

Avec :

$l_f$  : Longueur de flambement.

$l_0$  : Longueur du poteau.

$i$  : Rayon de giration :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$$I : \text{Moment d'inertie : } I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$$

#### • Vérification du poteau de R.D.C

Vu que le poteau est encasté à sa base et semi articulé à son sommet donc :

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142m.$$

$$B = 0.40 \times 0.50 = 0.2m^2$$

$$I = \frac{0.40 \times 0.50^3}{12} = 4.17 \times 10^{-3} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{4.17 \times 10^{-3}}{0.2}} = 0.144$$

$$\lambda = \frac{2.142}{0.144} = 14.875 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{14.875}{35}\right)^2} = 0.624$$

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]} \Rightarrow Br \geq \frac{1797.802 \times 10^{-3}}{0.624 \left[ \frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.13 \text{ m}^2$$

$$Br = (0.4 - 0.02) \times (0.5 - 0.02) = 0.18 \text{ m}^2 > 0.13 \text{ m}^2.$$

Donc le poteau ne risque pas de se flamber.

Poteau	$Nu$ (KN)	Br calculé ( $m^2$ )	Br adopté ( $m^2$ )	$B_{adp} \geq B_{cal}$
RDC et 1 <sup>ème</sup> étage	1781.932	0.13	0.18	Vérifié
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	1391.209	0.10	0.16	Vérifié
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	985.306	0.071	0.14	Vérifié
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage et trappe d'accès	566.482	0.041	0.12	Vérifié

Tableau II 13. Vérification au flambement.

**II.6. CONCLUSION**

Après que nous ayons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous ayons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

- Poutres principales :  $35 \times 40 \text{ cm}^2$ .
- Poutres secondaires :  $30 \times 35 \text{ cm}^2$ .
- Poteaux du RDC, étage1:  $40 \times 50 \text{ cm}^2$ .
- Poteaux des étages 2 et 3 :  $40 \times 45 \text{ cm}^2$ .
- Poteaux des étages 4 et 5 :  $35 \times 45 \text{ cm}^2$ .
- Poteaux des étages 6 et 7 et la trappe d'accès :  $35 \times 40 \text{ cm}^2$ .

### III.1. INTRODUCTION

La construction est un ensemble des éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section des aciers nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 addenda 2003...).

### III.2. ETUDE DES PLANCHERS

Le choix du type de plancher dépend de son utilisation pour satisfaire les conditions suivantes :

- Résistance mécanique en supportant les sollicitations externes.
- Limitation des flèches pour éviter les désordres dans les cloisons et revêtements.
- L'isolation thermique et acoustique.
- La résistance au feu.

#### III.2.1. Calcul des planches à corps creux

##### III.2.1.1. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple en respectant les critères de continuité et d'inertie constante.

##### a. Pré dimensionnement

Dans le pré dimensionnement du plancher, on a adopté un plancher à corps creux telle que :  $h = (20 + 4)cm$ .

- Corps creux de 20cm d'épaisseur et de 65 cm de largeur.
- Table de compression de 4 cm.

##### b. Méthodes de calcul des sollicitations

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire. (**Annexe E.1 du BAEL 91**)
- Méthode de Caquot. (**BAEL91art B.6.210**)

### III.2.1.2. La méthode forfaitaire

Le **BAEL91 (Article. III. 4)** propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

- Plancher à surcharge modérée,  $Q \leq (2G ; 5\text{KN/m}^2)$ .
- Le rapport des portées successives ( $L_i / L_{i+1}$ ) est compris entre 0.8 et 1.25.

Avec  $L_i, L_{i+1}$  : longueur entre nu d'appui de deux portées successive.

- Le moment d'inertie est considéré constant dans toutes les travées.
- La fissuration est considérée peu nuisible (FPN) et ne comprend pas la tenue du béton armée ni celle de revêtement.

#### a. Principe de la méthode forfaitaire

##### ➤ Les moments fléchissant

##### ✓ En travée

$$1) \quad M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases}$$

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$  : Le rapport des charges d'exploitations et permanentes.

$$2) \quad \begin{cases} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots \dots \dots \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots \dots \dots \text{Pour une travée intermédiaire} \end{cases}$$

Avec :  $M_0 = \frac{p \times l_i^2}{8}$

$p$  : La charge répartie à l'état limite considéré.

$M_0$  : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.

$M_d$  : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

$M_g$  : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

$M_t$  : Moment en travée de la travée considérée.

$l_i$  : Portée de la travée.

##### ✓ En appuis

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

- $0.6 \times M_0$  : pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.

- $0.5 \times M_0$  : pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4 \times M_0$  : pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.

### Remarques

- De part et d'autre de chaque appui intermédiaire. On retient pour la vérification des sections la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.
- Ainsi que d'après le **RPA99** le moment des appuis de rive égal à 15% du moment isostatique encadrant de l'appui considéré ( $0.15M_0$ ).

### ➤ Evaluation des efforts tranchants

On peut évaluer l'effort tranchant par la méthode de RDM, en tenant compte de la continuité :

$$V = V_0 + \frac{M_g + M_d}{l_i}$$

$$V_0 = \frac{ql_i}{2}$$

$M_g$  et  $M_d$  sont des moments sur appuis, on les prend avec leurs signes (signe négatifs (-)).

$V_0$  : L'effort tranchant isostatique



Figure III 1. Schéma statique de la poutrelle.

Forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique, sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique  $V_0$  :

- 1) De 15% si la poutre a deux travées :

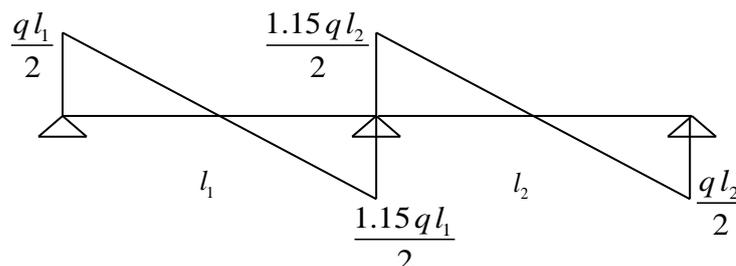


Figure III 2. Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées.

2) De 10% si une poutre a plus de deux travées :

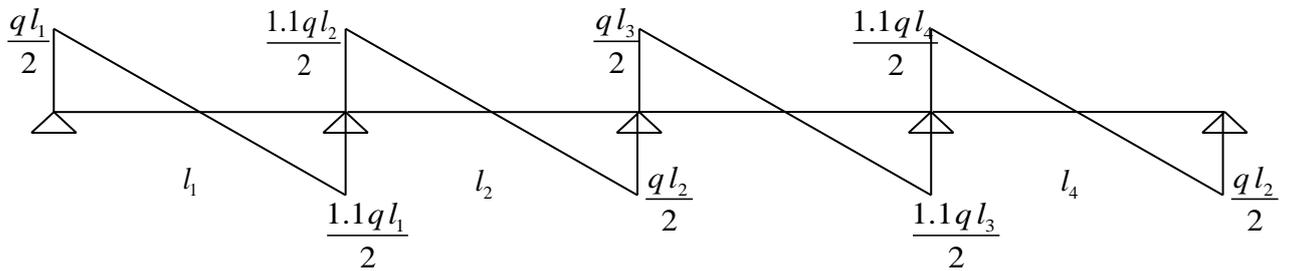


Figure III 3. Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées.

### III.2.1.3. Méthode de Caquot minoré

#### a. Conditions d'application

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

#### b. Principe de la méthode

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigée pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées  $Q > (2G ; 5\text{KN/m}^2)$  mais elle peut s'appliquer aussi à des planchers à surcharges modérées si une condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

#### ➤ Evaluation des moments

##### ✓ En appuis

$$M_i = -\frac{q_g \times l_g'^3 + q_d \times l_d'^3}{8,5(l_g' + l_d')}$$

$$l' = \begin{cases} l & \text{travée de rive.} \\ 0,8l & \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

$l'_g, l'_d$  : Longueurs fictives à gauche et à droite.

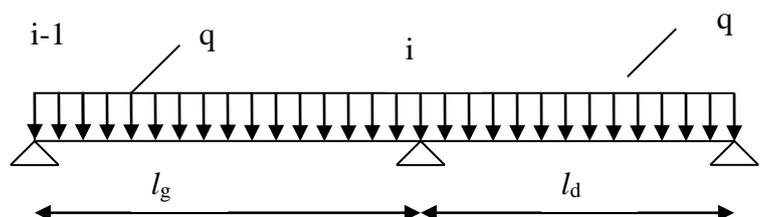


Figure III 4. Schéma statique de la poutrelle.

$q_g, q_d$  : Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.

✓ **En travée**

$$M(X) = M_0 + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

$M_0$  : Moment statique.

$$M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2} (l - x)$$

$$M(x) = \frac{P_u \times x}{2} (l - x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

$$dM(x)/dx = 0 \rightarrow x = x_0$$

$$x_0 = \frac{l}{2} + \left[ \frac{M_g - M_d}{l \times P_u} \right]$$

$$M'_{\max} = M(x_0)$$

➤ **Evaluation des efforts tranchants**

$$V_g = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots \dots \dots \text{BAEL( ArtL.III.3)}$$

$$V_d = -\frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots \dots \dots \text{BAEL( ArtL.III.3)}$$

**III.2.1.4. Différents types des poutrelles**

Types	Schéma statique
<b>1<sup>ere</sup> type</b>	<p>A horizontal beam with three triangular supports labeled A, B, and C. The distance between A and B is 3.30m, and the distance between B and C is 3.30m. Dimension lines with arrows are shown below the beam.</p>
<b>2<sup>eme</sup> type</b>	<p>A horizontal beam with four triangular supports labeled A, B, C, and D. The distance between A and B is 3.30m, between B and C is 3.30m, and between C and D is 3.90m. Dimension lines with arrows are shown below the beam.</p>

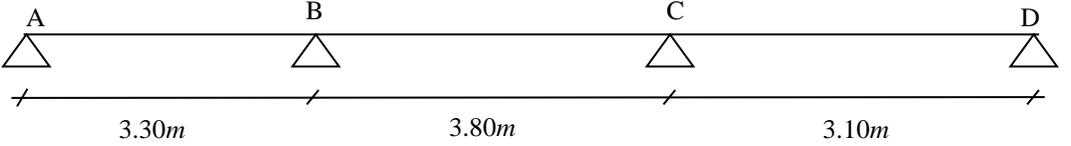
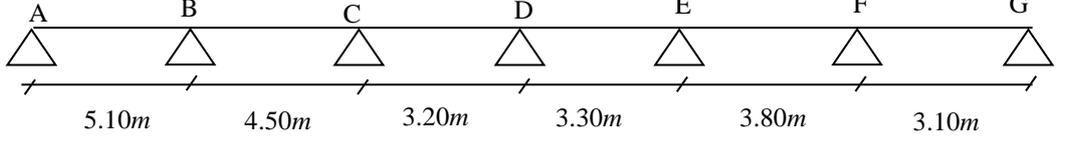
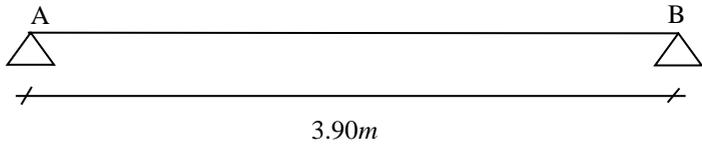
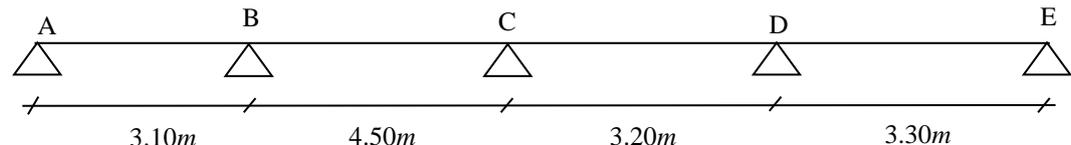
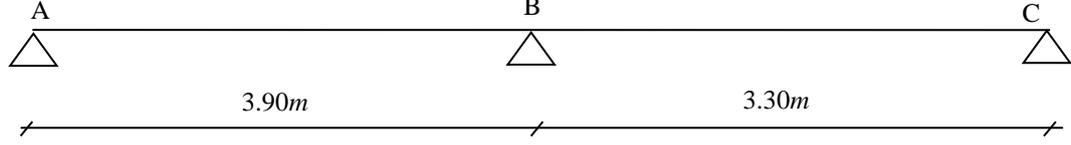
3 <sup>eme</sup> type	
4 <sup>eme</sup> type	
5 <sup>eme</sup> type	
6 <sup>eme</sup> type	
7 <sup>eme</sup> type	

Tableau III 1. Les différents types de poutrelles.

**Remarques**

On a les mêmes types des planchers (1<sup>ere</sup>.2<sup>eme</sup>.3<sup>eme</sup>.4<sup>eme</sup>.5<sup>eme</sup>.et le 6<sup>eme</sup>) sur tous les étages de bâtiments, sauf la terrasse on trouve que les types 1, 2, 3, 4 et 7.

- **Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles**

À l'ELU :  $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$  et  $P_u = 0.65 \times q_u$

À l'ELS :  $q_s = G + Q$  et  $P_s = 0.65 \times q_s$

Avec :

**0.65**: Entraxe des poutrelles.

Désignation	G	Q	ELU		ELS	
			q <sub>u</sub>	P <sub>u</sub>	q <sub>s</sub>	P <sub>s</sub>
Unité	(KN/m <sup>2</sup> )	(KN/m <sup>2</sup> )	(KN/m <sup>2</sup> )	(KN/ml)	(KN/m <sup>2</sup> )	(KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.07	1	9.694	6.301	7.07	4.59
Etages d'habitation	5.96	1.5	10.296	6.692	7.46	4.849
Terrasse accessible	7.03	1.5	11.740	7.631	8.53	5.544

Tableau III 2.Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

### • Calcul des sollicitations

Pour le calcul des sollicitations on exposera un exemple pour illustrer la méthode forfaitaire (le type 1 du plancher terrasse inaccessible) et un autre exemple pour illustrer la méthode de Caquot (le type 6 du plancher courant).

Les résultats des autres types seront résumés dans un tableau.

#### III.2.1.5. Etude de la poutrelle type 1 :

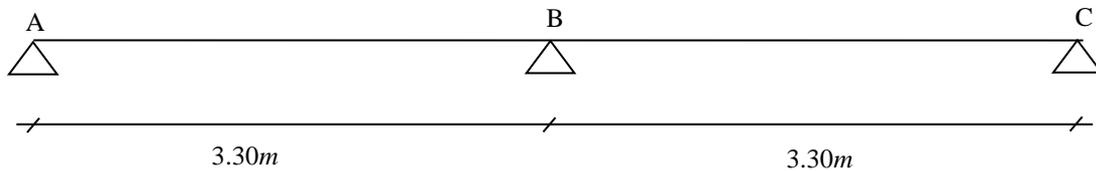


Figure III 5. Schéma statique de la poutrelle type 1.

### • Choix de la méthode de calcul

**Plancher terrasse inaccessible** :  $G = 6.07 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

- ✓  $Q=1\text{KN/m}^2 \leq \min [2 \times G ; 5\text{KN/m}^2]$ .....Vérifiée.
- ✓  $I = \text{Cst}$ , On a le même corps creux pour tout l'étage.....Vérifiée.
- ✓  $3.30/3.30 = 1 \Rightarrow 0.8 < 1 < 1.25$ .....Vérifiée.
- ✓ F.P.N, (car elles ne sont pas exposées aux intempéries).....Vérifiée.

Les conditions d'applications de la méthode **forfaitaire** étant vérifiées, alors on utilise cette dernière pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles de type 1

- **Calcul des sollicitations :**

- $P_u = 6.301 \text{ KN/m}$
- $P_s = 4.59 \text{ KN/m}$
- $G = 6.07 \text{ KN/m}^2$
- $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

- **Calcul les Moments isostatiques**

**A L'ELU**

**Travées AB, BC**

$$M_0 = \frac{p_u \times L^2}{8} \Rightarrow M_0 = 8.577 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{AB} = M_0^{BC} = 8.577 \text{ KN.m}$$

**A L'ELS**

**Travées AB, BC**

$$M_0 = \frac{p_s \times L^2}{8} \Rightarrow M_0 = 6.248 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{AB} = M_0^{BC} = 6.248 \text{ KN.m}$$

- **Moments sur les appuis**

– **Appuis de rive**

$$M_A = M_C = 0$$

**Remarque**

Sur les appuis de rive, le moment est nul, cependant il faut toujours disposer des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à  $0.15M_0$ .

$$M_A = M_C = -0.15 \max (M_0^{AB} ; M_0^{BC})$$

**A L'ELU**

$$M_{A,u} = M_{C,u} = 1.286 \text{ KN.m}$$

**A L'ELS**

$$M_{A,s} = M_{C,s} = 0.937 \text{ KN.m}$$

- **Appuis intermédiaires**

**A L'ELU**

$$M_{B,U} = -0.6 \max (M_0^{AB} ; M_0^{BC})$$

$$M_{B,U} = -0.6 M_0 \Rightarrow M_{B,U} = -5.146 \text{ KN.m}$$

**A L'ELS**

$$M_{B,S} = -0.6 \max (M_0^{AB} ; M_0^{BC})$$

$$M_{B,S} = -0.6 M_0 \Rightarrow M_{B,S} = -3.748 \text{ KN.m}$$

• **Les moments fléchissant en travées**

$$(1) : M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{1 + 6.07} \Rightarrow \alpha = 0.141$$

$$1 + 0,3\alpha = 1.042$$

$$1.2 + 0.3\alpha = 1.242$$

**A L'ELU**

**Travée de rive AB**

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée de rive.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq -\frac{M_g + M_d}{2} + \max[1.042M_0; 1,05M_0] \rightarrow M_t \geq -\frac{0 + 5.146}{2} + 1,05M_0 \\ M_t \geq \frac{1.242}{2} M_0 \rightarrow M_t \geq 0.675M_0 \rightarrow \text{Pour une travée de rive.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq 2.573 + 1.05M_0 \\ M_t \geq 0.675M_0 \end{cases}$$

**On adopte :  $M_t = 6.432 \text{ KN.m}$**

**Travée de rive BC**

On à la même travée que (AB) donc on adopte le même moment :  $M_t = 6.432 \text{ KN.m}$

**A L'ELS**

**Travée de rive AB, BC**

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée de rive.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq 1.874 + 1.05M_0 \\ M_t \geq 0.675M_0 \end{cases}$$

**On adopte :**  $M_t = 4.686 \text{ KN.m}$

- **Les efforts tranchants**

#### A L'ELU

##### Travée AB

$$V_i = \frac{P_i \times l_i}{2}$$

Avec  $P_i$  : sollicitation à l'ELU ou à l'ELS

$L_i$  : Longueur de la travée

L'effort tranchant des appuis intermédiaires est majoré avec 15 % (pour une poutre a 2 travées).

$$V_A = \frac{6.301 \times 3.3}{2} = 10.396 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \frac{6.301 \times 3.3}{2} = -11.955 \text{ KN}$$

##### Travée BC

$$V_B = 1.15 \frac{6.301 \times 3.3}{2} = 11.955 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{6.301 \times 3.3}{2} = -10.396 \text{ KN}$$

#### A L'ELS

##### Travée AB

$$V_A = \frac{4.59 \times 3.3}{2} = 7.573 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \frac{4.59 \times 3.3}{2} = -8.709 \text{ KN}$$

##### Travée BC

$$V_B = 1.15 \frac{4.59 \times 3.3}{2} = 8.709 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{6.301 \times 3.3}{2} = -7.573 \text{ KN}$$

On résume les calculs dans les tableaux suivants:

**Plancher terrasse inaccessible (type 1) à l'ELU :**

Travée	L (m)	$P_u$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	3.3	6.301	0	-5.146	6.432	10.396	-11.955
B-C	3.3	6.301	-5.146	0	6.432	11.955	-10.396

Tableau III 3. Sollicitations à l'ELU des poutrelles de terrasse inaccessible (type 1).

**Plancher terrasse inaccessible (type 1) à l'ELS :**

Travée	L (m)	$P_s$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	3.3	4.59	0	-3.748	4.686	7.573	-8.709
B-C	3.3	4.59	-3.748	0	4.686	8.709	-7.573

Tableau III 4. Sollicitations à l'ELS des poutrelles de terrasse inaccessible (type 1).

**Plancher étage courant (type 1) à l'ELU :**

Travée	L (m)	$P_U$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	3.3	6.692	0	-5.146	6.926	11.042	-12.699
B-C	3.3	6.692	-5.146	0	6.926	12.699	-11.042

Tableau III 5. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 1).

**Plancher étage courant (type 1) à l'ELS :**

Travée	L (m)	$P_s$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	3.3	4.849	0	-3.961	5.019	8.001	-9.201
B-C	3.3	4.849	-3.961	0	5.019	9.201	-8.001

Tableau III 6. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 1).

➤ **Etude de la poutrelle type 2 :**

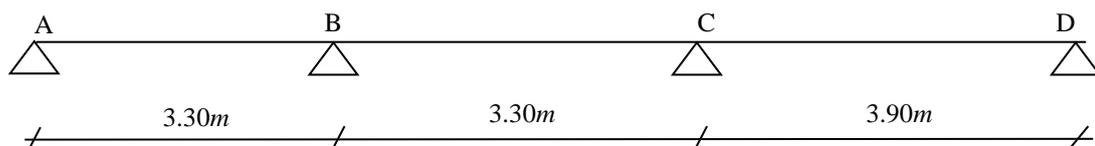


Figure III 6. Schéma statique de la poutrelle type 2.

**Plancher étage courant (type 2) à l'ELU :**

Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.3	6.692	0	-4,555	7,382	11,042	-12,147
B-C	3.3	6.692	-4,555	-6,362	4,830	12,147	-12,147
C-D	3.9	6.692	-6,362	0	10,310	14,355	-13,050

Tableau III 7. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 2).

**Plancher étage courant (type 2) à l'ELS :**

Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.3	4.849	0	-3,301	5,349	8,001	-8,801
B-C	3.3	4.849	-3,301	-4,610	3,500	8,801	-8,801
C-D	3.9	4.849	-4,610	0	7,470	10,401	-9,456

Tableau III 8. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 2).

**Plancher terrasse inaccessible (type 2) à l'ELU :**

Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.3	6.301	0	-4,289	6,862	10,397	-11,437
B-C	3.3	6.301	-4,289	-5,991	4,470	11,437	-11,437
C-D	3.9	6.301	-5,991	0	9,585	13,517	-12,288

Tableau III 9. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 2).

**Plancher terrasse inaccessible (type 2) à l'ELS :**

Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.3	4.59	0	-3,128	5,005	7,583	-8,341
B-C	3.3	4.59	-3,128	-4,369	3,260	8,341	-8,341
C-D	3.9	4.59	-4,369	0	6,989	9,857	-8,961

Tableau III 10. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 2).

➤ Etude de la poutrelle type 3 :

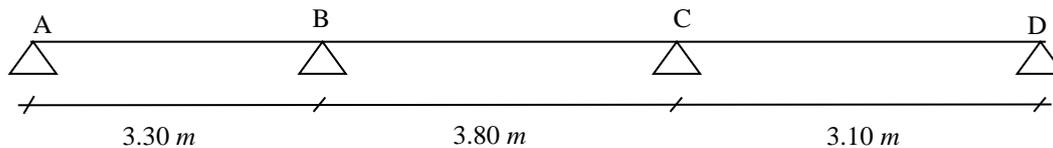


Figure III 7. Schéma statique de la poutrelle type 3.

**Plancher étage courant (type 3) à l'ELU :**

Travée	L (m)	$P_u$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	3.3	6.692	0	-6,040	6,639	11,042	-12,147
B-C	3.8	6.692	-6,040	-6,040	6,768	13,987	-13,987
C-D	3.1	6.692	-6,040	0	5,504	11,411	-10,373

Tableau III 11. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 3).

**Plancher étage courant (type 3) à l'ELS :**

Travée	L (m)	$P_s$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	3.3	4.849	0	-4,376	4,811	8,001	-8,801
B-C	3.8	4.849	-4,376	-4,376	4,904	10,134	-10,134
C-D	3.1	4.849	-4,376	0	3,988	8,268	-7,516

Tableau III 12. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 3).

**Plancher terrasse inaccessible (type 3) à l'ELU :**

Travée	L (m)	$P_u$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	3.3	6.301	0	-5,687	6,163	10,397	-11,437
B-C	3.8	6.301	-5,687	-5,687	6,256	13,170	-13,170
C-D	3.1	6.301	-5,687	0	5,105	10,744	-9,767

Tableau III 13. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 3).

**Plancher terrasse inaccessible (type 3) à l'ELS :**

Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.3	4.59	0	-4,148	4,495	7,583	-8,341
B-C	3.8	4.59	-4,148	-4,148	4,562	9,605	-9,605
C-D	3.1	4.59	-4,148	0	3,722	7,835	-7,123

Tableau III 14. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 3).

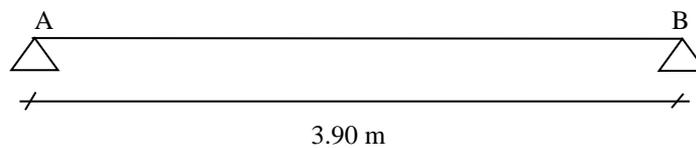
**➤ Etude de la poutrelle type 5 :**

Figure III 8. Schéma statique de la poutrelle type 5.

**Plancher étage courant (type 5) à l'ELU :**

Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.3	6.692	0	0	12.72	13.04	-13.04

Tableau III 15. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 5).

**Plancher étage courant (type 5) à l'ELS :**

Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.3	4.849	0	0	9.21	9.45	-9.45

Tableau III 16. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 5).

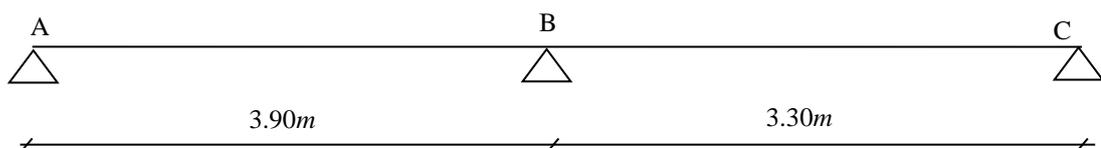
**➤ Etude de la poutrelle type 7**

Figure III 9. Schéma statique de la poutrelle type 7.

**Plancher terrasse inaccessible (type 7) à l'ELU :**

Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.9	6.301	0	-7,189	8,986	12,288	-14,131
B-C	3.3	6.301	-7,189	0	5,412	11,957	-10,397

Tableau III 17. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 7).

**Plancher terrasse inaccessible (type 7) à l'ELS :**

Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.9	4.59	0	-5,242	6,553	8,961	-10,305
B-C	3.3	4.59	-5,242	0	3,948	8,720	-7,583

Tableau III 18. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 7).

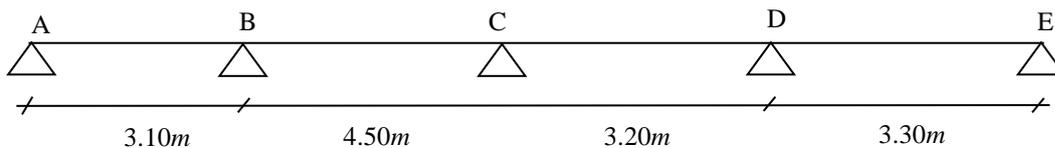
**III.2.1.6. Etude de la poutrelle type 6 :**

Figure III 10. Schéma statique de la poutrelle type 6.

- **Choix de la méthode de calcul**

**Plancher terrasse inaccessible :**  $G = 6.07 \text{ KN/m}^2$ ;  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

- ✓  $Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min [2 \times G ; 5 \text{ KN/m}^2]$ .....Vérifiée.
- ✓  $I = \text{Cst}$  On a le même corps creux pour tout l'étage.....Vérifiée.
- ✓  $4.50/3.20 = 1.4 \Rightarrow 0.8 < 1.4 > 1.25$ .....n'est pas Vérifiée.
- ✓ F.P.N, (car elles ne sont pas exposées aux intempéries) .....Vérifiée.

La 3<sup>ème</sup> conditions n'est pas vérifiées, alors on utilise la méthode de **Caquot minorée** pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles de type 6

- **Calcul des sollicitations :**

On minore G par un coefficient de 2/3 pour le calcul des moments aux appuis uniquement.

$$G' = 4.046 \text{ KN/m}^2$$

La charge sur la poutrelle :

$$P_u' = 0.65 (1.35 \cdot 4.046 + 1.5 \cdot 1) = 4.52 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s' = 0.65 (4.046 + 1) = 3.27 \text{ KN/m}^2$$

- **Calcul des moments isostatiques**

#### A L'ELU

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8}$$

$$M_0^{AB} = 5.42 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = 11.44 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = 5.78 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{DE} = 6.15 \text{ KN.m}$$

#### A L'ELS

$$M_0 = \frac{P_s \times L^2}{8}$$

$$M_0^{AB} = 3.92 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = 8.27 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = 4.18 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{DE} = 4.45 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments aux appuis**

Appuis de rive :

$M_A = M_E = 0$  (Le **BAEL 91** préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à  $(-0,15M_0)$  tel que  $M_0 = \max (M_{01} ; M_{02})$ )

$$\text{A L'ELU: } M_A = M_E = -0.92 \text{ KN.m}$$

$$\text{A L'ELS: } M_A = M_E = -0.66 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaires :

$$M_i = -\frac{P_g \times L_g^3 + P_d \times L_d^3}{8,5 \times (L_g' + L_d')}$$

Calcul des longueurs fictives :

$$L' = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

$$L'_{AB} = L_{AB} = 3.1m$$

$$L'_{BC} = 0.8 \times L_{BC} \Rightarrow L'_{BC} = 0.8 \times 4.5 = 3.6m$$

$$L'_{CD} = 0.8 \times L_{CD} \Rightarrow L'_{CD} = 0.8 \times 3.2 = 2.56m$$

$$L'_{DE} = L_{DE} = 3.3m$$

**A L'ELU**

$$M_A = M_E = 0.$$

$$M_B = -\frac{4.52 \times (3.1^3 + 3.6^3)}{8.5 \times (3.1 + 3.6)} \Rightarrow M_B = -6.07KN.m$$

$$M_C = -\frac{4.52 \times (3.6^3 + 2.56^3)}{8.5 \times (3.6 + 2.56)} \Rightarrow M_C = -5.47KN.m$$

$$M_D = -\frac{4.52 \times (2.56^3 + 3.3^3)}{8.5 \times (2.56 + 3.3)} \Rightarrow M_D = -4.78KN.m$$

**A l'ELS**

$$M_A = M_E = 0.$$

$$M_B = -\frac{3.27 \times (3.1^3 + 3.6^3)}{8.5 \times (3.1 + 3.6)} \Rightarrow M_B = -4.38KN.m$$

$$M_C = -\frac{3.27 \times (3.6^3 + 2.56^3)}{8.5 \times (3.6 + 2.56)} \Rightarrow M_C = -3.96KN.m$$

$$M_D = -\frac{3.27 \times (2.56^3 + 3.3^3)}{8.5 \times (2.56 + 3.3)} \Rightarrow M_D = -3.46KN.m$$

**• Calcul des moments en travées**

$$M(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right)$$

$$M_0(X) = \frac{P_u \times x}{2} (l - x)$$

$$X = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_u \times l_i}$$

**A L'ELU****Travée AB :**

$$X = \frac{3.1}{2} - \frac{0 + 6.07}{6.301 \times 3.1} = 1.23m$$

$$M_0(X) = \frac{6.301 \times 1.23}{2} \times (3.1 - 1.23) = 7.24KN.m$$

$$M_{AB}^{\max} = M(X) = 7.24 + 0 - 6.07 \times \left( \frac{1.23}{3.1} \right) = 4.83KN.m$$

**Travée BC :**

$$X = \frac{4.5}{2} - \frac{-6.07 + 5.47}{6.301 \times 4.5} = 2.27m$$

$$M_0(X) = \frac{6.301 \times 2.27}{2} \times (4.5 - 2.27) = 15.94KN.m$$

$$M_{BC}^{\max} = M(X) = 15.94 - 6.07 \times \left( 1 - \frac{2.27}{4.5} \right) - 5.47 \times \left( \frac{2.27}{4.5} \right) = 10.17KN.m$$

**Travée CD :**

$$X = \frac{3.2}{2} - \frac{-5.47 + 4.78}{6.301 \times 3.2} = 1.64m$$

$$M_0(X) = \frac{6.301 \times 1.64}{2} \times (3.2 - 1.64) = 8.06KN.m$$

$$M_{CD}^{\max} = M(X) = 8.06 - 5.47 \times \left( 1 - \frac{1.64}{3.2} \right) - 4.78 \times \left( \frac{1.64}{3.2} \right) = 2.94KN.m$$

**Travée DE :**

$$X = \frac{3.3}{2} - \frac{-4.78 - 0}{6.301 \times 3.3} = 1.87m$$

$$M_0(X) = \frac{6.301 \times 1.87}{2} \times (3.3 - 1.87) = 8.42KN.m$$

$$M_{DE}^{\max} = M(X) = 8.42 - 4.78 \times \left( 1 - \frac{1.87}{3.3} \right) + 0 = 6.35KN.m$$

**A L'ELS****Travée AB :**

$$X = \frac{3.1}{2} - \frac{0 + 4.38}{4.59 \times 3.1} = 1.24m$$

$$M_0(X) = \frac{4.59 \times 1.24}{2} \times (3.1 - 1.24) = 5.29KN.m$$

$$M_{AB}^{\max} = M(X) = 5.29 + 0 - 4.38 \times \left( \frac{1.24}{3.1} \right) = 3.54KN.m$$

**Travée BC :**

$$X = \frac{4.5}{2} - \frac{-4.38 + 3.96}{4.59 \times 4.5} = 2.27m$$

$$M_0(X) = \frac{4.59 \times 2.27}{2} \times (4.5 - 2.27) = 11.61 KN.m$$

$$M_{BC}^{max} = M(X) = 11.61 - 4.38 \times \left(1 - \frac{2.27}{4.5}\right) - 3.96 \times \left(\frac{2.27}{4.5}\right) = 7.44 KN.m$$

**Travée CD :**

$$X = \frac{3.2}{2} - \frac{-3.96 + 3.46}{4.59 \times 3.2} = 1.64m$$

$$M_0(X) = \frac{4.59 \times 1.64}{2} \times (3.2 - 1.64) = 5.87 KN.m$$

$$M_{CD}^{max} = M(X) = 5.87 - 3.96 \times \left(1 - \frac{1.64}{3.2}\right) - 3.46 \times \left(\frac{1.64}{3.2}\right) = 2.16 KN.m$$

**Travée DE :**

$$X = \frac{3.3}{2} - \frac{-3.46 - 0}{4.59 \times 3.3} = 1.87m$$

$$M_0(X) = \frac{4.59 \times 1.87}{2} \times (3.3 - 1.87) = 6.14 KN.m$$

$$M_{DE}^{max} = M(X) = 6.14 - 3.46 \times \left(1 - \frac{1.87}{3.3}\right) + 0 = 4.63 KN.m$$

• **Les efforts tranchants**

$$V = \pm \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_D - M_A}{l}$$

**A L'ELU**

**Travée AB :**

$$V_A = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_B - M_A}{l} = \frac{6.301 \times 3.1}{2} + \frac{-6.07 - 0}{3.1} = 7.81 KN$$

$$V_B = -\frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_B - M_A}{l} = -\frac{6.301 \times 3.1}{2} + \frac{-6.07 - 0}{3.1} = -11.72 KN$$

**Travée BC :**

$$V_B = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_i} = \frac{6.301 \times 4.5}{2} + \frac{-5.47 + 6.07}{4.5} = 14.31 KN$$

$$V_C = -\frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_i} = -\frac{6.301 \times 4.5}{2} + \frac{-5.47 + 6.07}{4.5} = -14.04 KN$$

**Travée CD :**

$$V_C = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_i} = \frac{6.301 \times 3.2}{2} + \frac{-4.78 + 5.47}{3.2} = 10.29 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_i} = -\frac{6.301 \times 3.2}{2} + \frac{-4.78 + 5.47}{3.2} = -9.86 \text{ KN}$$

**Travée DE :**

$$V_D = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_i} = \frac{6.301 \times 3.3}{2} + \frac{-0 + 4.78}{3.3} = 11.84 \text{ KN}$$

$$V_E = -\frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_i} = -\frac{6.301 \times 3.3}{2} + \frac{-0 + 4.78}{3.3} = -8.94 \text{ KN}$$

**A L'ELS****Travée AB :**

$$V_A = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_B - M_A}{l} = \frac{4.59 \times 3.1}{2} + \frac{-4.38 - 0}{3.1} = 5.7 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_B - M_A}{l} = -\frac{4.59 \times 3.1}{2} + \frac{-4.38 - 0}{3.1} = -8.52 \text{ KN}$$

**Travée BC :**

$$V_B = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_i} = \frac{4.59 \times 4.5}{2} + \frac{-3.96 + 4.38}{4.5} = 10.42 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_i} = -\frac{4.59 \times 4.5}{2} + \frac{-3.96 + 4.38}{4.5} = -10.23 \text{ KN}$$

**Travée CD :**

$$V_C = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_i} = \frac{4.59 \times 3.2}{2} + \frac{-3.46 + 3.96}{3.2} = 7.5 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_i} = -\frac{4.59 \times 3.2}{2} + \frac{-3.46 + 3.96}{3.2} = -7.18 \text{ KN}$$

**Travée DE :**

$$V_D = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_i} = \frac{4.59 \times 3.3}{2} + \frac{-0 + 3.46}{3.3} = 8.62 \text{ KN}$$

$$V_E = -\frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_i} = -\frac{4.59 \times 3.3}{2} + \frac{-0 + 3.46}{3.3} = -6.52 \text{ KN}$$

On résume les calculs dans les tableaux suivants:

Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.1	6.301	0	-6.07	4.83	7.18	-11.72

B-C	4.5	6.301	-6.07	-5.47	10.17	14.31	-14.04
C-D	3.2	6.301	-5.47	-4.78	2.94	10.29	-9.86
D-E	3.3	6.301	-4.78	0	6.35	11.84	-8.94

Tableau III 19. Sollicitations à l'ELU des poutrelles de terrasse inaccessible (type 6).

**Plancher terrasse inaccessible (type 6) à l'ELS :**

Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.1	4.59	0	-4.38	3.54	5.7	-8.52
B-C	4.5	4.59	-4.38	-3.96	7.44	10.42	-10.23
C-D	3.2	4.59	-3.96	-3.46	2.16	7.5	-7.18
D-E	3.3	4.59	-3.46	0	4.63	8.62	-6.52

Tableau III 20. Sollicitations à l'ELS des poutrelles de terrasse inaccessible (type 6).

**Plancher étage courant (type 6) à l'ELU :**

Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.1	6.692	0	-6.63	5.06	12.51	-8.23
B-C	4.5	6.692	-6.63	-5.98	10.63	14.91	-15.20
C-D	3.2	6.692	-5.98	-5.22	2.96	10.46	-10.94
D-E	3.3	6.692	-5.22	0	6.68	9.45	-12.62

Tableau III 21. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 6).

**Plancher étage courant (type 6) à l'ELS :**

Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.1	4.847	0	-4.76	3.68	9.05	-5.98
B-C	4.5	4.847	-4.76	-4.3	7.74	10.8	-11.01
C-D	3.2	4.847	-4.3	-3.75	2.18	7.58	-7.93
D-E	3.3	4.847	-3.75	0	4.47	6.86	-9.13

Tableau III 22. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 6).

➤ **Etude de la poutrelle type 4 :**

On résume les calculs dans les tableaux suivants pour le type 4 vu que on a les mêmes calculs affaires que le type 6.

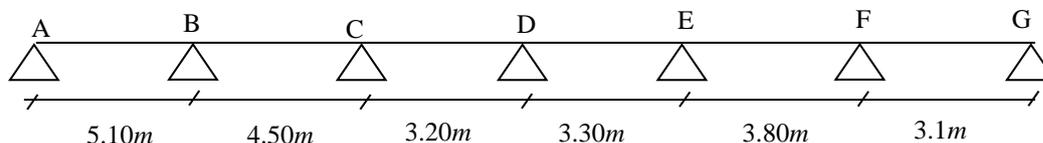


Figure III 11. Schéma statique de la poutrelle type4.

**Plancher terrasse inaccessible (type 4) à l'ELU :**

Travée	L (m)	$P_u$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	5.1	6.301	0	-10.95	15.37	13.92	-18.21
B-C	4.5	6.301	-10.95	-5.81	7.76	15.31	-13.03
C-D	3.2	7.631	-5.81	-4.43	4.65	12.64	-11.77
D-E	3.3	7.631	-4.43	-4.75	5.79	12.49	-12.68
E-F	3.8	6.301	-4.75	-5.01	6.49	11.9	-12.04
F-G	3.1	6.301	-5.01	0	5.27	11.38	-8.15

Tableau III 23.Sollicitations à l'ELU des poutrelles de terrasse inaccessible (type 4).

**Plancher terrasse inaccessible (type 4) à l'ELS :**

Travée	L (m)	$P_s$ (KN/m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t^{\max}$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	5.1	5.544	0	-7.95	11.21	10.14	-13.26
B-C	4.5	5.544	-7.95	-4.21	5.61	11.15	-9.49
C-D	3.2	5.544	-4.21	-3.19	3.4	9.18	-8.55
D-E	3.3	5.544	-3.19	-3.44	4.23	9.07	-9.22
E-F	3.8	5.544	-3.44	-3.63	4.75	8.67	-8.77
F-G	3.1	5.544	-3.63	0	3.84	8.28	-5.94

Tableau III 24.Sollicitations à l'ELS des poutrelles de terrasse inaccessible (type 4).

**Plancher étage courant (type 4) à l'ELU :**

Travée	L (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	5.1	6.692	0	-11.97	16.18	19.41	-14.71
B-C	4.5	6.692	-11.97	-5.98	8.09	13.72	-16.38
C-D	3.2	6.692	-5.98	-3.93	3.64	10.06	-11.34
D-E	3.3	6.692	-3.93	-4.75	4.77	11.29	-10.79
E-F	3.8	6.692	-4.75	-5.47	6.97	12.90	-12.52
F-G	3.1	6.692	-5.47	0	5.53	8.60	-12.13

Tableau III 25.Sollicitations à l'ELU des poutrelles d'étage courant (type 4).

**Plancher étage courant (type4) à l'ELS :**

Travée	L (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	5.1	4.849	0	-8.60	11.75	14.05	-10.67
B-C	4.5	4.849	-8.60	-4.30	5.91	9.95	-11.86
C-D	3.2	4.849	-4.30	-2.82	2.66	7.29	-8.22
D-E	3.3	4.849	-2.82	-3.14	3.48	8.17	-7.82
E-F	3.8	4.849	-3.14	-3.93	5.08	9.34	-9.07
F-G	3.1	4.849	-3.93	0	4.02	6.24	-8.78

Tableau III 26.Sollicitations à l'ELS des poutrelles d'étage courant (type 4).

**III.2.1.7. les Sollicitations maximales :**

Le ferrailage des poutrelles se fait suivant les sollicitations maximales. Ces dernières sont récapitulées dans les tableaux suivants :

Etage	Type de poutrelle	Etats limites							
		ELU				ELS			
		M <sub>MAX</sub> <sup>Appui</sup> (KN.m)		M <sub>MAX</sub> <sup>Travée</sup> (KN.m)	V <sub>MAX</sub> (KN)	M <sub>MAX</sub> <sup>Appui</sup> (KN.m)		M <sub>MAX</sub> <sup>Travée</sup> (KN.m)	V <sub>MAX</sub> (KN)
		Rive	Intermédiaire			Rive	Intermédiaire		
Terrasse inaccessible	1	1.286	5.146	6.432	11.955	0.937	3.748	4.686	8.709
	2	1.79	5.862	9.585	13.517	1.3	4.369	6.989	9.857
	3	1.28	5.687	6.256	13.17	0.93	4.148	4.562	9.605
	4	3.72	10.95	15.37	18.21	2.7	7.95	11.21	13.26

	6	1.28	6.07	10.17	14.31	0.93	4.38	7.44	10.42
	7	1.97	7.189	8.986	14.131	1.3	5.242	6.553	10.305
<b>Etage courant</b>	1	1.36	5.146	6.926	12.699	0.99	3.961	5.019	9.201
	2	1.9	6.362	10.31	14.355	1.38	4.61	7.47	10.401
	3	1.36	6.04	6.768	13.987	0.99	4.376	4.904	10.134
	4	3.26	11.97	16.18	19.41	2.36	8.60	11.75	14.05
	5	1.9	-	12.72	13.04	1.38	-	9.21	9.45
	6	1.36	6.63	10.63	15.2	0.99	4.76	7.74	11.01

Tableau III 27. Sollicitations maximales aux états limite des différents types de poutrelles de chaque niveau.

• Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux

Etage	Etats limites							
	ELU				ELS			
	$M_{MAX}^{Appui}$ (KN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)	$V_{MAX}$ (KN)	$M_{MAX}^{Appui}$ (KN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)	$V_{MAX}$ (KN)
	Rive	Intermédiaire			Rive	Intermédiaire		
Terrasse inaccessible	3.72	10.95	15.37	18.21	2.7	7.95	11.21	13.26
Etage courant	3.26	11.97	16.18	19.41	2.36	8.60	11.75	14.05

Tableau III 28. Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux.

III.2.1.8. Ferrailage des poutrelles :

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

• Exemple de ferrailage (plancher de la terrasse inaccessible)

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b = 65 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$h_t = 24 \text{ cm}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$d = 22 \text{ cm}$$

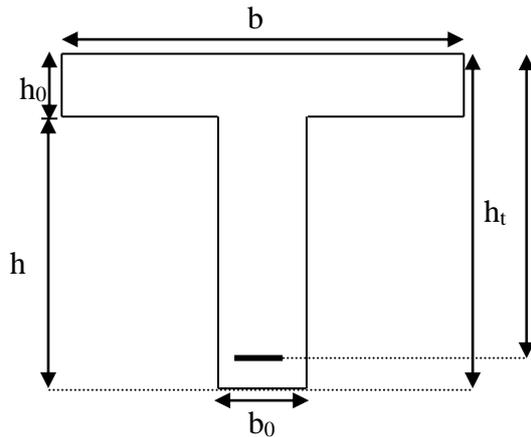


Figure III 12. Schéma statique de la poutrelle en T.

➤ **En travée :**

On ferraille toutes les poutrelles avec les sollicitations maximales à l'ELU.

$$M_t = 15.37 \text{ KN.m} \quad V_u = 18.21 \text{ KN}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa} \quad f_{st} = 400 \text{ Mpa}$$

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left( 0.22 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.07 \text{ MN.m}$$

$$M_{tu} = 0.07 \text{ MN.m}$$

$$M_t^{\max} = 15.37 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$M_{tu} > M_t^{\max} \Rightarrow$  La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous emmène à faire un calcul d'une section rectangulaire  $b \times h$ .

• **Calcul des armatures**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{15.37 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.22^2} = 0.0344 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha_l = \frac{\xi_{bc}}{\xi_{bc} + \xi_l} = \frac{3.5\%}{3.5\% + 1.73\%} = 0.669$$

$$\text{On a: } \mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.391$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} \text{ Avec: } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \text{ et } z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0344}) = 0.043$$

$$Z = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.043) = 0.216m$$

$$A_t = \frac{15.37 \times 10^{-3}}{348 \times 0.216} = 2.04 \times 10^{-4} m^2$$

➤ **En appuis :**

• **Appuis de rives**

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme

une section rectangulaire de dimensions  $(b_0 \times h_t) = (0.10 \times 0.24)m^2$ .

$$M_{rive}^{a \max} = -3.72KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.72 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.0541 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348Mpa$$

$$\alpha_l = \frac{\xi_{bc}}{\xi_{bc} + \xi_l} = \frac{3.5\%}{3.5\% + 1.73\%} = 0.669$$

$$\text{On a: } \mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.391$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0541}) = 0.0695$$

$$Z = 0.21 \times (1 - 0.4 \times 0.0695) = 0.204m$$

$$A_a^{Riv} = \frac{3.72 \times 10^{-3}}{348 \times 0.204} = 0.524 \times 10^{-4} m^2$$

• **Appuis intermédiaires**

$$M_{interne}^a = -10.95KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.95 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.159 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348Mpa$$

$$\alpha_l = \frac{\xi_{bc}}{\xi_{bc} + \xi_l} = \frac{3.5\text{‰}}{3.5\text{‰} + 1.73\text{‰}} = 0.669$$

$$\text{On a: } \mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.391$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.159}) = 0.217$$

$$Z = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.217) = 0.2m$$

$$A_a^{inter} = \frac{10.95 \times 10^{-3}}{348 \times 0.2} = 1.57 \times 10^{-4} m^2$$

### ➤ Vérification

#### • Vérification de la condition de non fragilité

$$\text{– En travées : } A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 1.72 cm^2$$

$$A_s = 2.04 cm^2 > A_{\min} = 1.72 cm^2 \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée}$$

#### – En appuis :

$$\text{Appui de rive : } A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 0.265 cm^2$$

$$A_s = 0.524 cm^2 > A_{\min} = 0.265 cm^2 \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée}$$

$$\text{Appui intermédiaire : } A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 0.265 cm^2$$

$$A_s = 1.57 cm^2 > A_{\min} = 0.265 cm^2 \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée}$$

On va adopter le ferrailage suivant :

$$At = 2HA12 + 1HA8 = 2.76 cm^2 \dots\dots\dots \text{en travée}$$

$$Aa = 1HA10 = 0.79 cm^2 \dots\dots\dots \text{en appui de rive}$$

$$Aa = 2HA10 (\text{filante}) + 1HA8 (\text{chapeau}) = 2.07 cm^2 \dots\dots\dots \text{en appui}$$

intermédiaire.

- **vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$V^{\max} = 18.21 \text{ KN}$$

La fissuration peu nuisible

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{18.21 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.22} = 0.827 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau}_U = \min \left[ 0.2 \frac{f_{e28}}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

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

- **Armatures transversales :**

On choisit un étrier  $\Phi 6$

$$A_t = 2\text{HA6} = 0.57 \text{ cm}^2$$

- **L'espacement:**

$$St \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 19.8 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

$$St \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)} \quad (\text{Art A.5.1.2.2}) [2] \dots\dots\dots (2)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

$$\alpha = 90^\circ \text{ (Flexion simple, armatures droites.)}$$

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = 0.57 \times \frac{0.8 \times 400}{10 \times (0.867 - 0.3 \times 2.1)} = 76.96 \text{ cm}$$

$$St \leq 76.96 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \dots\dots\dots (3)$$

$$S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.10} = 0.57 \text{ m} = 57 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

Pour l'autre type de plancher le calcul se fera avec la même méthode précédant est les résultats sont récapitulées dans le tableau suivant :

Elément		M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{Cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{Adopte}$ (cm <sup>2</sup> )
plancher Terrasse	Travée	15.37	0.0344	0.043	0.216	2.04	1.72	2HA12+ 1HA8
	Appui de rive	3.72	0.0541	0.069	0.204	0.524	0.265	1HA10
	Appui Intermédiaire	10.95	0.159	0.217	0.200	1.57	0.265	2HA10+ 1HA8
Etage Courant	Travée	16.18	0.036	0.045	0.216	2.15	1.72	2HA12+ 1HA8
	Appui de rive	3.26	0.047	0.06	0.204	0.459	0.265	1HA10
	Appui Intermédiaire	11.97	0.174	0.24	0.198	1.73	0.265	2HA10+ 1HA8

Tableau III 29.Calcul des armatures principales.

- **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

- **Vérification de la bielle:**

On doit vérifier que :  $V_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_c$

$$A \leq \min(0.9 \cdot d ; (\text{la largeur de l'appui} - 4 \text{ cm})) = 0.198 \text{ m}$$

$$\Rightarrow V_u = 18.21 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.198 \times 0.1 \times 25 = 132.16 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**

**Au niveau de l'appui de rive**

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{18.21 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.523 \text{ cm}^2$$

Avec:

$$A_L = A_{\text{travée}} + A_{\text{appui}} = 2.26 + 0.79 = 3.05 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**Au niveau de l'appui intermédiaire**

$$A_t \geq \left( V_u + \frac{Ma}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left( 18.21 + \frac{-10.95}{0.9 \times 0.22} \right) \times \frac{1.15}{400 \times 10^3} = -1.06 \text{ cm}^2$$

On a pris le moment au niveau de l'appui intermédiaire avec son signe (-); donc à ce niveau  $V_u$  est négligeable devant  $M_u$  (ça n'a pas d'influence sur les  $A_t$ ).

**• Vérification de la jonction table nervure**

$$\tau_u = \frac{V_u \left( \frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times dbh_0} \Rightarrow \tau_u = \frac{18.21 \times 10^{-3} \left( \frac{0.65-0.1}{2} \right)}{0.9 \times 0.22 \times 0.65 \times 0.04} = 0.972 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min[0.13 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

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

Pas de risque de cisaillement à la jonction table-nervure.

**• Vérification de l'adhérence**

On doit vérifier que :

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su} \text{ tel que}$$

$\bar{\tau}_{su}$  : Contrainte limite d'adhérence.

$\sum U_i$ : la somme des périmètres des barres.

$$V_u = 18.21 \text{ KN}$$

$$\sum U_i = \pi \times (2 \times \emptyset 12 + 1 \times \emptyset 10) = 106.81 \text{ mm}$$

$$\tau_{su} = \frac{18.21 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.22 \times 106.81 \times 10^{-3}} = 0.861 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times \psi_2 \times f_{t28} \text{ tel que } \psi = 1.5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Type	Cisaillement	Armature transversal	espacement	Jonction table Nervure	Armatures longitudinales Aux appuis	
					Appui intermédiaire	Appui de rive
<b>Vérification</b>	$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}$ $\bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa}$	$\Phi \leq \min \left( \frac{h}{35}, \Phi \cdot \frac{b_0}{10} \right)$	$St \leq \min (0.9d, 40\text{cm})$	$\tau_u = \frac{V_U \left( \frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times dbh_0}$ $\bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$
<b>plancher Terrasse</b>	$\tau_u = 0.827$ Vérifiée	Épingle $\Phi_6$ avec $A_t = 2\text{HA}6 = 0.57\text{cm}$	$St = 15\text{cm}$	$\tau_u = 0.972$ Vérifiée	$A_l = -1.06$ Vérifiée	$A_l = 0.523$ Vérifiée
<b>Etage courant</b>	$\tau_u = 0.882$ Vérifiée	Épingle $\Phi_6$ avec $A_t = 2\text{HA}6 = 0.57\text{cm}$	$St = 15\text{cm}$	$\tau_u = 1.04$ Vérifiée	$A_l = -1.18$ Vérifiée	$A_l = 0.558$ Vérifiée

Tableau III 30. Vérification de Cisaillement et l'effort tranchant à l'E L U.

➤ **Vérification à l'ELS :**

- Il y a lieu de vérifier :
- Etat limite d'ouverture des fissures.
  - Etat limite de compression du béton.
  - Etat limite de déformation.

- **Etat limite d'ouverture des fissures :** ..... (Art B-6-3)

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

- **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

- **En travée**

$$M_t^{\max} = 11.21 \text{ KN.m}$$

– **Position de l'axe neutre (y) :**

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.76 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.04) = -2.252 \times 10^{-4}$$

$H = -2.252 \times 10^{-4} < 0 \Rightarrow$  L'axe neutre passe par la nervure ; d'où le calcul d'une section en T.

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [15 \times A + (b - b_0)h_0]y - 15 \times A \times d - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$\frac{10}{2} y^2 + [15 \times 2.76 + (65 - 10) \times 4]y - 15 \times 2.76 \times 22 - (65 - 10) \times \frac{4^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.0473m$$

– **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15A(d - y)^2$$

$$I = \frac{65 \times 4.73^3}{3} - (65 - 10) \times \frac{(4.73 - 4)^3}{3} + 15 \times 2.76 \times (22 - 4.73)^2$$

$$\Rightarrow I = 1.463 \times 10^{-4} m^4$$

– **Contraintes :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{11.21 \times 10^{-3} \times 0.0473}{1.463 \times 10^{-4}} = 3.62MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• **En appuis :**

**Appuis intermédiaires**

$$M_{int}^{a \max} = -7.95KN.m$$

– **Position de l'axe neutre (y)**

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.07 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.04) = -3.89 \times 10^{-5}$$

$H = -3.89 \times 10^{-5} < 0 \Rightarrow$  L'axe neutre passe par la nervure ; d'où le calcul d'une section en T.

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [15 \times A + (b - b_0) h_0] y - 15 \times A \times d - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$\frac{10}{2} y^2 + [15 \times 2.07 + (65 - 10) \times 4] y - 15 \times 2.07 \times 22 - (65 - 10) \times \frac{4^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.0413m$$

– **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15A(d - y)^2$$

$$I = \frac{65 \times 4.13^3}{3} - (65 - 10) \times \frac{(4.13 - 4)^3}{3} + 15 \times 2.07 \times (22 - 4.13)^2$$

$$\Rightarrow I = 1.144 \times 10^{-4} m^4$$

– **Contraintes**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{7.95 \times 10^{-3} \times 0.0413}{1.144 \times 10^{-4}} = 2.87MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Pour l'autre type de plancher les vérifications se fera avec la même méthode précédant est les résultats sont récapitulées dans le tableau suivant :

	<b>Elément</b>	$M_{ser}$ (KN.m)	y(m)	$I \times 10^{-4}$ ( $m^4$ )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
<b>Plancher Terrasse</b>	<b>Travée</b>	11.21	0.0473	1.463	3.62	15	vérifié
	<b>Appui</b>	7.95	0.0413	1.144	2.87	15	Vérifié
<b>Etage courant</b>	<b>Travée</b>	11.75	0.0473	1.463	3.79	15	Vérifié
	<b>Appui</b>	8.60	0.0413	1.144	3.10	15	Vérifié

**Tableau III 31. Vérification des contraintes à l'E L S.**

• **Etat limite de déformation**

Pour la vérification de la flèche, nous avons opté pour la vérification de la poutrelle la plus défavorable (type 4) car elle est isostatique et d'une travée de 5.1m. Si sa flèche vérifié, ceci veut dire que les autres poutrelles (travées moins importante) vérifient aussi.

- **Evaluation de la flèche** ..... (Article B.6.5.1)

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max\left(\frac{L}{16}; \frac{M_t \times L}{10 \times M_0}\right) \\ L \leq 8m \\ A_s \leq \frac{3.6 \times b_0 \times d}{f_e} \end{array} \right.$$

Pour notre cas on a :  $h=24 \text{ cm}$ ,  $l=5.1 \text{ m}$

$$\frac{h}{l} = \frac{24}{510} = 0.047 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

La condition n'est pas vérifiée, alors on doit faire le calcul de la flèche qui est conduit selon la méthode exposée à l'article ..... B.6.5, 2 des règles BAEL91.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$f_{gv}$  et  $f_{gi}$  : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

$f_{gv}$  et  $f_{gi}$  : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

H : Hauteur de la poutrelle.

L : Longueur de la travée.

$M_t$  : Moment réel en travée.

$M_0$  : Moment isostatique.

$f_{ij}$  : Flèche due aux charge permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$f_{pi}$  : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G+Q).

- **Evaluation des moments en travée**

$q_{j \text{ ser}} = 0.65 \times G$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$$q_{j \text{ ser}} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.2 = 2.08 \text{ KN} / \text{m}$$

$q_{g \text{ ser}} = 0.65 \times G$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$$q_{g \text{ ser}} = 0.65 \times G = 0.65 \times 6.07 = 3.94 \text{ KN} / \text{m}$$

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$  : La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{gser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (6.07 + 1) = 4.59 \text{ KN / m}$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = \frac{2.08 \times 5.1^2}{8} = 6.76 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = \frac{3.94 \times 5.1^2}{8} = 12.8 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = \frac{4.59 \times 5.1^2}{8} = 14.92 \text{ KN.m}$$

### • Propriétés de la section

Position de l'axe neutre :  $y = 4.73 \text{ cm}$

Moment d'inertie :

$$B_0 = (b \times h_t) + 15A_s = (65 \times 24) + (15 \times 2.76) = 1601.4 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left( \frac{b \times h_t^2}{2} + 15A_s \times d \right) = \frac{1}{1601.4} \left( \frac{65 \times 24^2}{2} + 15 \times 2.76 \times 22 \right) = 12.25 \text{ cm}$$

$$V_2 = h_t - V_1 = 24 - 12.25 = 11.75 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_s (d - V_1)^2 = \frac{65}{3} (12.25^3 + 11.75^3) + 15 \times 2.76 (22 - 12.25)^2 = 78913.08 \text{ cm}^4$$

$I_0 = 78913.08 \text{ cm}^4$  (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton))

### • Calcul de $\lambda_i$ et $\lambda_v$ :

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.76}{10 \times 22} = 0.01254$$

Le rapport de l'aire de la section tendue à l'aire de la section utile de la nervure.

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{0.10}{0.65}\right) \times 0.01254} = 3.402 \\ \lambda_v = 0.4 \times 3.402 = 1.36 \end{array} \right.$$

- **Contraintes**

( $\sigma_s$ ) : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (Mpa).

$$\sigma_{sj} = \frac{M_{jser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} = \frac{6.76 \times 10^{-3}}{2.76 \times \left(22 - \frac{4.73}{2}\right) \times 10^{-6}} = 124.74 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_{gser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} = \frac{12.8 \times 10^{-3}}{2.76 \times \left(22 - \frac{4.73}{2}\right) \times 10^{-6}} = 236.19 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_{pser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} = \frac{14.92 \times 10^{-3}}{2.76 \times \left(22 - \frac{4.73}{2}\right) \times 10^{-6}} = 275.31 \text{Mpa}$$

- **Calcul de  $\mu$**

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{si : } \mu > 0 \quad \text{si non } \mu = 0 .$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01254 \times 124.74 + 2.1} = 0.439 > 0 ;$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01254 \times 236.19 + 2.1} = 0.263 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01254 \times 275.31 + 2.1} = 0.230 > 0$$

$$E_i = 11000 \sqrt{f_{c28}} = 32164.2 \text{MPa}$$

$E_i = 32164.2 \text{Mpa}$       Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{Mpa}$       Module de déformation longitudinale différée du béton.

- **Moment d'inertie fictive ( $I_f$ )**

D'une manière générale l'inertie fictive est donnée par la relation suivante :

$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$  : le moment d'inertie fictif est calculé pour tenir compte de l'existence

éventuelle des fissures dans les zones tendues.

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 78913.08}{1 + 3.402 \times 0.439} = 34812.57 \text{cm}^4 .$$

$$I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 78913.08}{1 + 3.402 \times 0.263} = 45813.68 \text{cm}^4 .$$

$$I_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 78913.08}{1 + 3.402 \times 0.230} = 48699.2 \text{ cm}^4 .$$

$$I_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 78913.08}{1 + 1.36 \times 0.263} = 63935.82 \text{ cm}^4 .$$

• **Evaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ij}} = \frac{6.76 \times 10^{-3} \times 5.1^2}{10 \times 32164.20 \times 34812.57 \times 10^{-8}} = 0.00157 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ig}} = \frac{12.8 \times 10^{-3} \times 5.1^2}{10 \times 32164.2 \times 45813.68 \times 10^{-8}} = 0.00225 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ip}} = \frac{14.92 \times 10^{-3} \times 5.1^2}{10 \times 32164.2 \times 48699.2 \times 10^{-8}} = 0.00247 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{gv}} = \frac{12.8 \times 10^{-3} \times 5.1^2}{10 \times 10721.40 \times 63935.82 \times 10^{-8}} = 0.00485 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.00485 - 0.00157 + 0.00247 - 0.00225 = 0.35 \text{ cm}$$

• **La flèche admissible**

$$f_{adm} = \frac{l}{500} \rightarrow \text{Pour une portée } \leq 5 \text{ m.}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0.5 \rightarrow \text{Pour une portée } > 5 \text{ m.}$$

Dans notre cas, la portée de la poutre est supérieure à 5 m.

$$\text{D'où : } f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0.5 = \frac{510}{1000} + 0.5 = 1.01 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0.35 \text{ cm} < f_{adm} = 1.01 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ vérifié.}$$

Pour l'autre type de plancher les vérifications se fera avec la même méthode précédant est les résultats sont récapitulées dans le tableau suivant :

Etage		Plancher Terrasse	Etages courants
$q_{ser}$ (KN/m)	$q_{jser}$ (KN/m)	2.08	2.08
	$q_{gser}$ (KN/m)	3.94	3.87
	$q_{pser}$ (KN/m)	4.59	4.849
$M_{ser}$	$M_{jser}$ (KN.m)	6.76	6.76

(KN.m)	$M_{gser}$ (KN.m)	12.8	12.58
	$M_{pser}$ (KN.m)	14.92	15.76
$I_0$ (Cm <sup>4</sup> )		78913.08	78913.08
$\rho$		0.01254	0.01254
$\lambda_i$		3.402	3.402
$\lambda_v$		1.36	1.36
$\sigma_{sj}$ (Mpa)		124.74	124.74
$\sigma_{sg}$ (Mpa)		236.19	232.14
$\sigma_{sp}$ (Mpa)		275.31	290.81
$\mu_j$		0.439	0.439
$\mu_g$		0.263	0.267
$\mu_p$		0.230	0.220
$I_{f_{ij}}$ (Cm <sup>4</sup> )		34812.57	34812.57
$I_{f_{ig}}$ (Cm <sup>4</sup> )		45813.68	45486.99
$I_{f_{ip}}$ (Cm <sup>4</sup> )		48699.20	49646.76
$I_{f_{vg}}$ (Cm <sup>4</sup> )		63935.82	63680.66
$f_{ji}$ (m)		0.00157	0.00157
$f_{gi}$ (m)		0.00225	0.00223
$f_{pi}$ (m)		0.00247	0.00256
$f_{gv}$ (m)		0.00485	0.00479
$\Delta f$ (cm)		0.350	0.355
$f_{adm}$ (cm)		1.01	1.01
$\Delta f \leq f_{adm}$		Vérifiée	Vérifiée

Tableau III 32. Vérification des états limitent de déformation.

➤ Schéma de ferrailage des poutrelles

La travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
<p>1HA10</p> <p><math>\phi 6etS_t = 15cm</math></p> <p>2HA12</p> <p>1HA8</p>	<p>2HA10 (filante)</p> <p>1HA8</p> <p><math>\phi 6etS_t = 15cm</math></p> <p>2HA12</p> <p>1HA8</p>	<p>1HA10 (chapeau)</p> <p><math>\phi 6etS_t = 15cm</math></p> <p>2HA12</p> <p>1HA8</p>

Tableau III 33. Schéma de ferrailage des poutrelles.

III.2.1.9. Ferrailage de la dalle de compression

La dalle pleine se ferraille avec un ferrailage forfaitaire (un quadrillage) dont la section est déterminée comme suit :

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles

On utilise des ronds lisses de nuance  $f = 235 MPa$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.106cm^2 / ml \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

- Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.55cm^2 / ml$$

On choisit :

5TS6/ml =  $1.41cm^2$  perpendiculaires aux poutrelles  $\rightarrow St = 20 cm \leq 20 cm \dots \dots \dots$  Vérifiée.

4TS6/ml =  $1.13cm^2$  parallèles aux poutrelles  $\rightarrow St = 25 cm \leq 30 cm \dots \dots \dots$  Vérifiée.

➤ Schéma de ferrailage de la dalle de compression

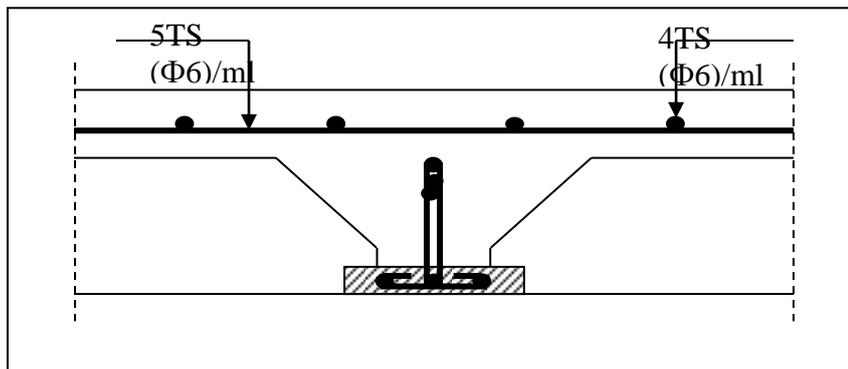


Figure III 13. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

### III.3. ETUDE DES ESCALIERS

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations et par la suite le ferrailage correspondant. Ce calcul peut être mené par la méthode de résistance des matériaux ou forfaitaire en prenant en considération le nombre de points d'appuis.

#### III.3.1. Escalier à deux volées

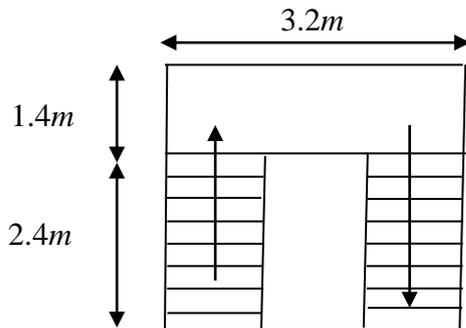


Figure III 14. Vue en plan de l'escalier à 2 volées.

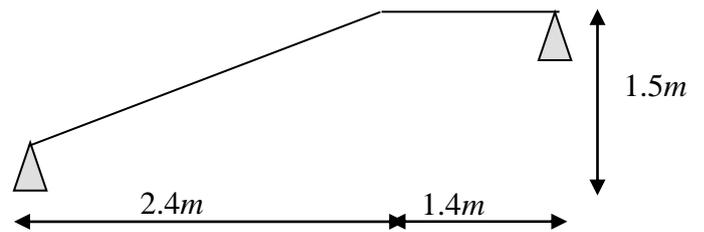


Figure III 15. Schéma statique de l'escalier.

- Etude de la volée

$$\text{La volée : } \begin{cases} G_v = 7.9 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

- Etude du palier de repos

$$\text{Le palier : } \begin{cases} G_p = 5.11 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

#### III.3.1.1. Calcul du chargement

	q volée (KN/m)	q palier (KN/m)
I'ELU	14.42	10.65
I'ELS	10.4	7.61

Tableau III 34. Combinaison d'action.

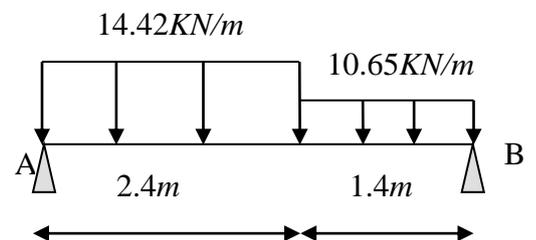


Figure III 16. Schéma statique.

La poutre est isostatique, pour le calcul des réactions on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 14.42 \times 2.4 + 10.65 \times 1.4$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 49.52 \text{ KN}$$

$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow (14.42 \times \frac{2.4^2}{2}) + (10.65 \times 1.4 \times 3.1) - (R_B \times 3.8) = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_B = 26.43 \text{ KN} \\ R_A = 23.09 \text{ KN} \end{cases}$$

### III.3.1.2. Calcul des sollicitations

Nous procédons par la méthode des sections car la poutre est soumise à des chargements différents

- $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$

$$M(x) + \frac{14.42}{2} x^2 - 26.43x = 0 \Rightarrow M(x) = -7.21x^2 + 26.43x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2.4) = 21.9 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -14.42x + 26.43$$

$$T(0) = 26.43 \text{ KN}$$

$$T(2.4) = -8.18 \text{ KN}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow 14.42x - 26.43 = 0$$

$$x = 1.83 \text{ m}$$

$$M^{\max} = M(x = 1.83) = 24.22 \text{ KN.m}$$

- $0 \leq x \leq 1.38 \text{ m}$

$$M(x) + \frac{10.65}{2} x^2 - 23.09x = 0 \Rightarrow M(x) = -5.33x^2 + 23.09x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.4) = 21.9 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -10.65x + 23.09$$

$$\begin{cases} T(0) = 23.09 \text{ KN} \\ T(1.4) = 8.18 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} R_A = 26.43 \text{ KN} \\ R_B = 23.09 \text{ KN} \\ M^{\max} = 24.22 \text{ KN.m} \\ V^{\max} = 26.43 \text{ KN} \end{cases}$$

### III.3.1.3. Calcul du Ferrailage à l'ELU

$$M_0 = M^{\max} = 24.22 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75M_0 = 0.75 \times 24.22 = 18.17 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5M_0 = 0.5 \times 24.22 = -12.11 \text{ KN.m}$$

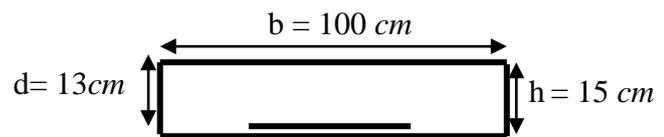


Figure III 17. Section à ferrillée.

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de large. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	M( KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	z (m)	A calculée( $cm^2$ )	A adoptée( $cm^2$ )
En travée	18.17	0.076	0.099	0.12	4.35	4HA14
En appui	12.11	0.05	0.064	0.127	2.74	4HA10

Tableau 3 35. Résultat de ferrailage de l'escalier.

Dans le but d'avoir une bonne répartition spatiale de nos armatures, on prévoit des armatures de répartition comme suit :

– **En travée** :  $A_r^t = \frac{A^t}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{ cm}^2$

– **En appuis** :  $A_r^a = \frac{A^a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$

Dans le sens secondaire :  $A_r^t = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$  ; avec ST=25 cm

$$A_r^a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2 ; \text{ avec ST}=25 \text{ cm}$$

### III.3.1.4. Vérifications

#### ➤ Vérification à l'ELU

#### ➤ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{ij}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

– **En travée :**  $A^t = 6.16 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$  .....vérifié

– **En appuis :**  $A_a = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$  .....vérifié

#### ➤ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{26.43 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.203 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 \times f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_{bu} = 0.203 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow$  Pas de risque de cisaillement

#### ➤ Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant

$$A_l \geq \left( V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\delta_s}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = A_t + A_a = 6.16 + 3.14 = 9.3 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 9.3 \text{ cm}^2 \geq \left( 26.43 - \frac{12.11 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13} \right) \times \frac{1.15}{400} = 0.075 \text{ cm}^2 \quad \text{..... vérifié}$$

Sachant que  $V = 26.43 \text{ KN}$  est la réaction à l'encastrement déterminée par la méthode R.D.M

Donc il n'ya pas lieu de prévoir des armatures transversales.

#### ➤ Vérification à l'ELS

##### • État limite de compression du béton

– La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$R_A = 17.11 \text{ KN}$$

$$R_B = 16.57 \text{ KN}$$

$$M^{\max} (x = 1.83 \text{ m}) = 13.2 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 M_0 = 0.85 \times 13.2 = 9.9 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5M_0 = 0.5 \times 13.2 = 6.6 \text{ KN.m}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	$M_{ser}(\text{KN.m})$	Y (m)	$I \cdot 10^{-5}(\text{m}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$
Travées	9.9	0.0406	9.615	4.18	15
Appuis	6.6	0.0306	5.609	3.6	15

**Tableau III 36. Vérification des contraintes de compression dans le béton.**

- **État limite de déformation**
- **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas Satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{380} = 0.0395 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots \text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut calculer la flèche.

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} \text{ ce qui donne pour notre cas : } f_{adm} = 0.76 \text{ cm}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

$M_{ser}$ (KN.m)	$M_{jser}(\text{KN.m})$	4.25
	$M_{gser}(\text{KN.m})$	7.14
	$M_{pser}(\text{KN.m})$	9.63
$I_0(\text{m}^4)$		0.0019
$\rho$		0.0047
$\lambda_i$		4.43

$\lambda_v$	1.77
$\sigma_{sj}$ (Mpa)	59.22
$\sigma_{sg}$ (Mpa)	99.51
$\sigma_{sp}$ (Mpa)	134.26
$\mu_j$	0
$\mu_g$	0.078
$\mu_p$	0.208
$I_{ij}$ (m <sup>4</sup> )	0.00209
$I_{ig}$ (m <sup>4</sup> )	0.00156
$I_{ip}$ (m <sup>4</sup> )	0.00109
$I_{vg}$ (m <sup>4</sup> )	0.00184
$f_{ji}$ (mm)	0.0902
$f_{gi}$ (mm)	0.2042
$f_{pi}$ (mm)	0.3941
$f_{gv}$ (mm)	0.5181
$\Delta f$ (mm)	0.6178
$f_{adm}$ (mm)	7.6

Tableau III 37. Vérification de la flèche à l'E L S.

La flèche est vérifiée.

### III.3.1.5. Schéma de ferrailage de l'escalier

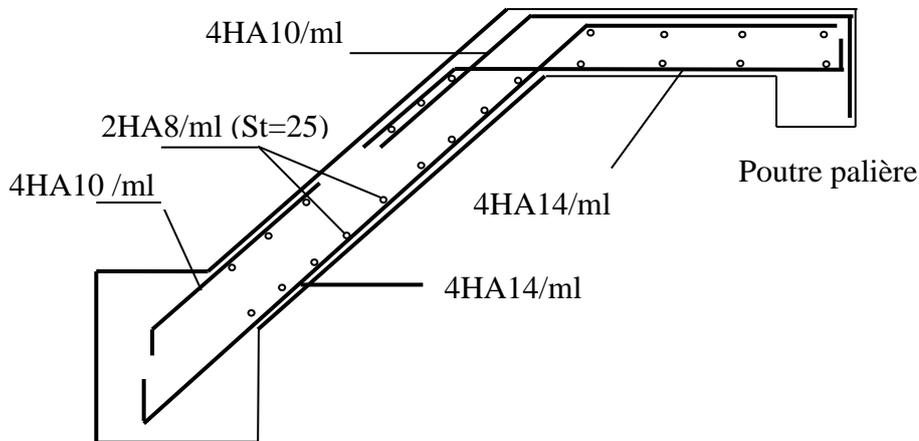


Figure III 18. schéma de ferrailage de l'escalier.

### III.3.2. Etude de la poutre palière

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous effort tranchants qu'on calcul à la flexion simple et aux moments de torsion qu'on calcul à la torsion.

#### III.3.2.1. Dimensionnement

Condition de RPA :

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

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

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

Condition de la flèche :

$$\text{Avec : } L = 3.20\text{m} \begin{cases} \frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10} \\ 21.33 \leq h \leq 32 \end{cases}$$

$$\text{On prend : } \begin{cases} h = 30\text{cm} \\ b = 25\text{cm} \end{cases}$$

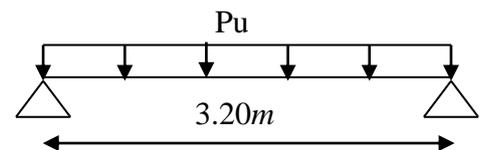


Figure III 19. Schéma statique de la poutre palière.

- **Les charges sur la poutre :**

$g_0$  : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.3 \times 0.25 \times 25 = 1.87 \text{ KN/m}$$

$g_m$  : Poids du mur extérieur sur la poutre

$$g_m = 2.81 \times 1.53 = 4.3 \text{ KN/m}$$

- **La charge transmise par l'escalier :**

C'est la réaction d'appui au point B (**Figure III.16**)

$$\begin{cases} A' ELU \\ R_B = 23.09 \text{ KN} \\ A' ELS \\ R_B = 16.57 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Les sollicitations :**

$$P_u = 1.35(g_0 + g_m) + R_B \Rightarrow P_u = 31.41 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 40.20 \text{ KN.m}$$

$$M^t = 0.85M_0 = 34.17 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -0.5M_0 = -20.10$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 50.25 \text{ KN}$$

### III.3.2.2. Calcul d'armature à la flexion simple

	$M(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z(m)$	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}} (\text{cm}^2)$
<b>En travée</b>	34.17	0.1231	0.1647	0.2616	3.75	3.75
<b>En appuis</b>	-20.10	0.0724	0.094	0.2695	2.14	3.26

Tableau III 38. Calcul d'armature d'escalier.

- **Exigence du RPA Art7.5.2.1 :**  $A_{\text{min}} = 0.5\%b \times h \Rightarrow A_{\text{min}} = 3.75 \text{ cm}^2$

### III.3.2.3. Calcul d'armature à la torsion

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier c'est le moment d'appui.

$$M^{torsion} = M_b^a = -20.10KN.m$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section (Art A.5.4.2 .2.)

- U : périmètre de la section
- $\Omega$  : air du contour tracé à mi-hauteur
- e : épaisseur de la paroi
- $A_l$  : section d'acier

$$e = \frac{\Phi}{6} = \frac{b}{6} = 4.17cm$$

$$\Omega = (b-e) \times (h-e) = 0.054m^2$$

$$U = 2 \times [(b-e) + (h-e)] = 0.92m$$

$$A_l = \frac{M_U^T \times U \times \delta_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{(20.10 \times 10^{-3}) \times 0.92 \times 1.15}{2 \times (0.054 \times 10^{-4}) \times 400} = 4.92cm^2$$

#### • Choix des armatures

**En travée**  $A^t = A_{cal} + \frac{A_l}{2} \Rightarrow A^t = 3.75 + \frac{4.92}{2} = 6.21cm^2 \Rightarrow \text{soit } 3HA14 + 2HA12 = 6.88cm^2$

**En appui**  $A^a = A_{cal} + \frac{A_l}{2} \Rightarrow A^a = 2.14 + \frac{4.92}{2} = 4.60cm^2 \Rightarrow \text{soit } 3HA14 = 4.62cm^2$

#### • Vérification de la contrainte de cisaillement

On vérifie que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec  $\tau_u = \sqrt{\tau_{cr}^2 + \tau_v^2}$  contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant.

On a  $V_u = 50.25KN$

$$\tau_v = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{50.25 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.28} = 0.71MPa$$

$$\tau_{cr} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{20.10 \times 10^{-3}}{2 \times 0.054 \times 0.0417} = 4.46MPa$$

D'où  $\tau_u = 4.50MPa > \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}; 4MPa) = 3.25MPa$  ..... pas vérifiée.

On augmente la section pour  $(b \times h) = (30 \times 35) cm^2$

On aura :

$$e = 5\text{cm}$$

$$\Omega = 0.075\text{m}^2$$

$$U = 1.1\text{m}$$

$$A_t = \frac{M_U^T \times U \times \delta_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 4.24\text{cm}^2$$

On garde le même ferrailage et on vérifie le cisaillement

$$\tau_v = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{50.25 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.5\text{MPa}$$

$$\tau_{cr} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{20.10 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 0.05} = 2.68\text{MPa}$$

$$\tau_u = 2.72\text{MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3.25\text{MPa} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

### III.3.2.4. Ferrailage

- **Calcul des armatures transversales:**

Soit  $S_t = 15\text{ cm}$

- **Flexion simple**

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} = 0.45\text{cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.3 \times 0.15 \times (0.5 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = 0.59\text{cm}^2$$

- **Torsion**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{12.11 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times (0.075 \times 10^{-4}) \times 400} = 0.35\text{cm}^2$$

$$\text{D'ou } A_t = 1.125 + 0.48 = 1.605\text{cm}^2 \Rightarrow \text{soit } 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$$

- **Vérification de l'état limite de compression de béton :**

	$M_{ser}(KN.m)$	Y (m)	$I.10^{-4}(m^4)$	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	11.39	0.053	3.12	1.93	15
Appuis	8.04	0.07	2.7	2.08	15

Tableau III 39. Vérification des contraintes de compression dans le béton.

• **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées ; donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**III.3.2.5. Schéma de ferrailage de la poutre palière :**

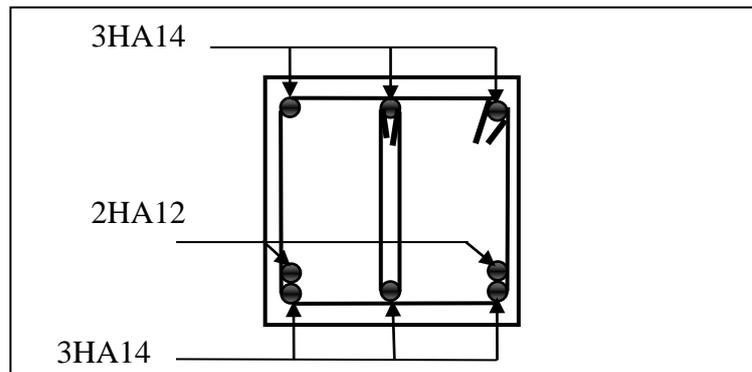


Figure III 20. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

**III.4. ETUDE DE DALLES PLEINES**

**III.4.1. Dalle pleine sur un seul appui (type 1)**

• **Evaluation des charges**

Charges permanentes :  $G = 4.52KN / m^2$

Charge d'exploitation :  $Q = 3.5KN / m^2$

Poids du garde-corps :  $P = 1KN$

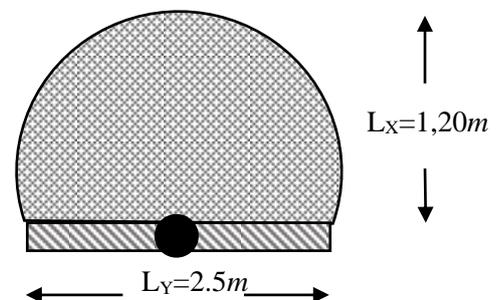


Figure III 21. Panneau sur 1 seul appui.

### III.4.1.1. Les sollicitations à l'ELU

$$P_u = 1.35 \times P = 1.35 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35 \times 4.52 + 1.5 \times 3.5 = 11.35 \text{ KN/m}$$

$$M = \left( \frac{q \times l^2}{2} \right) + P_u \times l = -9.79 \text{ KN.m}$$

$$V_u = (q_u \times l) + P_u = 14.97 \text{ KN}$$

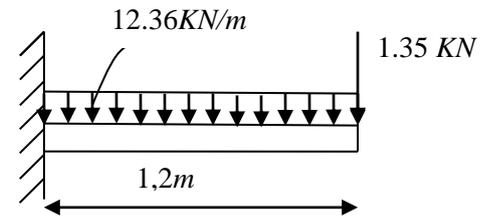


Figure III 22. schéma statique de la dalle (type 1).

Sens x-x :

- **Les armatures principales**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de largeur 1m.

On à :  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $h = 12 \text{ cm}$ ,  $d = 9 \text{ cm}$ ,  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$  et  $f_e = 400 \text{ Mpa}$

	$M_u (\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z (\text{m})$	$A_{\min}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{\text{cal}}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{\text{adp}}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )
Armatures principales	9.79	0.0851	0.1113	0,085	1.08	3.30	5HA10 = 3.93

Tableau III 40. Ferrailage de la dalle en console (type 1).

- **Les armatures de répartition**

$$A_r = A_s/3 = 1.31 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit } A_r = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

- **Calcul des espacements**

$$S_{TX} < \min(33 \text{ cm}, 3 \times e) = \min(33 \text{ cm}, 3 \times 12) : \text{ soit } : S_{TX} = 20 \text{ cm}.$$

$$S_{TY} < \min(45 \text{ cm}, 4 \times e) = \min(45 \text{ cm}, 4 \times 12) : \text{ soit } : S_{TY} = 25 \text{ cm}.$$

### III.4.1.2. Vérifications

- **l'effort tranchant**

$b = 100 \text{ cm}$ ,  $d = 9 \text{ cm}$ ,  $V_u = 14.97 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{14.97 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.166 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 1.16 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée } .$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### III.4.1.3. Vérification à l'ELS

- **Les sollicitations**

Le balcon se situe à l'extérieur (FN), donc on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton ( $\sigma_{bc}$ ) et la contrainte de traction dans l'acier ( $\sigma_{st}$ ).

$$P_s = G + Q \Rightarrow P_s = 4.51 + 3.5 = 8.01 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$p = 1 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = \left( \frac{P_s \times l^2}{2} \right) + P \times l = 6.76 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$\begin{cases} y = 0.0272 \text{ m} \\ I = 0.299568 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \\ \sigma_{bc} = 6.14 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

**On à :** Fissuration nuisible  $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; (110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 201.6 \text{ MPa}.$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{SER}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}$$

$$\sigma_s = 212.57 \text{ MPa} > \bar{\sigma} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{n'est pas vérifiée}$$

Donc on augmente la section du béton, on prend  $e = 14 \text{ cm}.$

Après calcul On aura :  $\sigma_s = 187.65 \text{ MPa} < \bar{\sigma} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

- **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'un des conditions suivantes n'est pas satisfait

$$\frac{h}{l} = 0.116 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.0028 \leq \frac{2.4}{f_e} = 0.006 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

### III.4.1.4. Schéma de Ferrailage

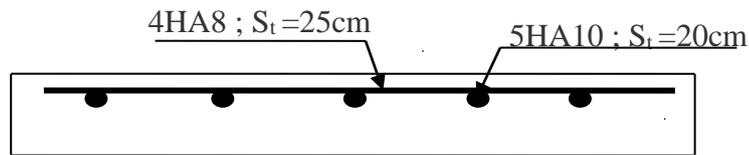


Figure III 23. Schéma de ferrailage de la dalle en console (type1).

### III.4.2. Dalle pleine sur deux appuis (type 2)

$$L_x = 1.40\text{m} ; \quad L_y = 3.30\text{m}.$$

$$\rho = \frac{1.4}{3.3} = 0.42 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens,}$$

donc elle se calcule comme une dalle sur quatre appuis.

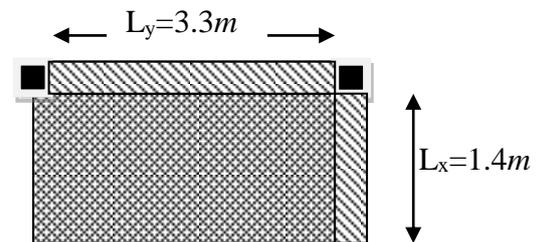


Figure III 24. Panneau sur 2 appuis.

#### III.4.2.1. Les sollicitations à l'ELU

$$\text{On a: } G = 5.02 \text{ KN/m}^2, \quad Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35 \times 5.02 + 1.5 \times 3.5 = 12.02 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.1075 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \quad (\text{Annexe})$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 2.53 \text{ KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.63 \text{ KNm} \end{cases}$$

– En travée

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 2.15 \text{ KNm} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.53 \text{ KNm} \end{cases}$$

– En appui

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -1.26 \text{ KNm}$$

#### III.4.2.2. Ferrailages

En flexion simple

$$e \geq 12\text{cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases}$$

Sens		M (KN.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	xx	2.15	0.56	1.44	4HA8=2.01
	yy	0.53	0,14	1.12	4HA8=2.01
Appui	xx	1.26	0.26	1.44	4HA8=2.01
	yy				

Tableau III 41. Ferrailage de dalle sur 2 appuis.

- **Espacement des armatures**

Sens x-x:  $St_y \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$  ; on adopte  $St_y = 25\text{cm}$  .

Sens y-y :  $St_x \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$  ; on adopte  $St_x = 25\text{cm}$  .

### III.4.2.3. Vérifications

- **L'effort tranchant**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{adm} = 0,05 f_{c28} = 1,25\text{MPa} .$$

$$\text{Sens x-x : } V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = \frac{12.02 \times 1.40}{3} = 5.61\text{KN}$$

$$\text{Sens y-y : } V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 6.95\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{6.95 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.063\text{MPa} \leq \tau_{adm} = 1.25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

### III.4.2.4. Vérification à l'ELS

- **Les sollicitations**

$$P_s = G + Q = 5.02 + 3.5 = 8.52 \text{ KN/m}^2$$

- **Vérification des contraintes**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.1098 \\ \mu_y = 0.3000 \end{cases} \quad (\text{Annexe})$$

$$\text{– En travée : } \begin{cases} M_{tser}^x = 1.55 \text{ KNm} \\ M_{tser}^y = 0.45 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{– En appuis : } M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -0.77 \text{ KNm}$$

Sens	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Travée (x)	2.30	2687.6	1.32	15	74.90	201.62
Travée (y)	2.30	2687.6	0.38	15	21.56	201.62
Appuis	2.30	2687.6	0.65	15	36.88	201.62

Tableau III 42. Résultats de calcul des contraintes de béton et d'acier.

- **Vérification de la flèche**

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

- **En travée (SENS X-X)**

Les conditions sont vérifiées ; donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- **En travée (SENS Y-Y)**

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

Les résultats sont représentés comme suit

$$y = 2.29 \text{ cm, } I = 2687.60 \text{ cm}^4, I_0 = 23349.1 \text{ cm}^4, \rho = 0,0018, \lambda_i = 11.49, \lambda_v = 4.59$$

$$f_{ji} = 0.025 \text{ mm ; } f_{Gi} = 0.035 \text{ mm ; } f_{Gv} = 0.11 \text{ mm ; } f_{pi} = 0.061 \text{ mm}$$

$$\Delta f = f_{pi} + f_{gv} - f_{gi} - f_{ji} = 0.11 \text{ mm.}$$

$$\Delta f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{325}{500} = 0.66cm.$$

Donc :  $\Delta f \leq \Delta f_{adm}$  ..... vérifié

**III.4.2.5. Schéma de ferrailage**

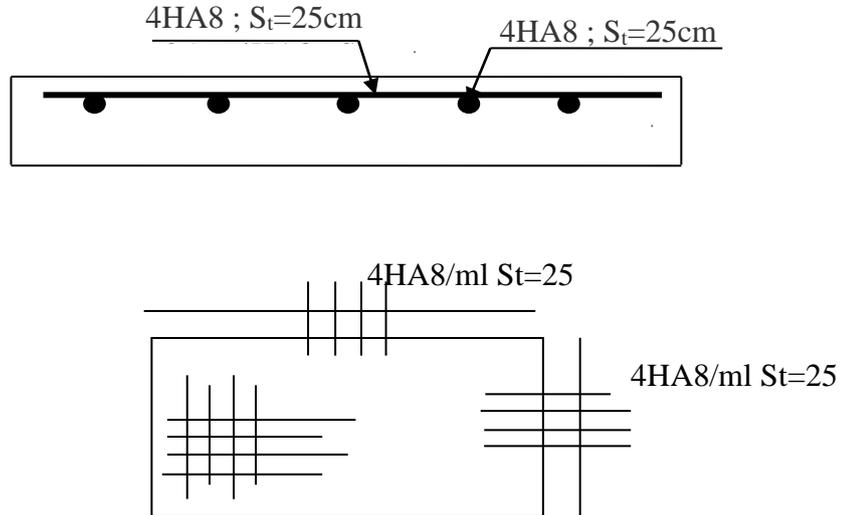


Figure III 25 .Schéma de ferrailage de balcon (type2).

**III.4.3. Dalle pleine sur trois appuis (type 3)**

$L_x = 1.40m; L_y = 3.25m$

$$\rho = \frac{1.4}{3.25} = 0.43 > 0.4$$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens.

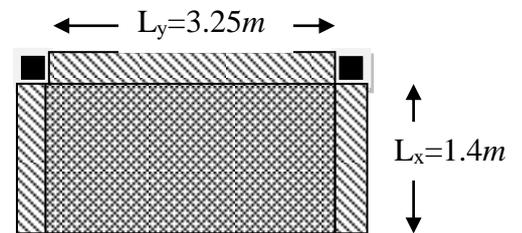


Figure III 26. Panneau sur 3 appuis.

**III.4.3.1. Méthode de calcul**

Dès qu'on sort du domaine des dalles sur quatre appuis avec ou sans continuité aux dalles sur trois appuis, le recours le plus logique pour le calcul est fait avec la théorie des lignes de rupture.

$$1) l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{q \times l_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{q \times l_y^3}{48} \\ M_x = \frac{q \times l_y^3}{24} \end{cases} \quad 2) l_x \leq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{q \times l_x^3}{6} \\ M_x = \frac{q \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times q \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

- **Evaluation des charges**

Charges permanentes :  $G = 5.02KN/m^2$

Charge d'exploitation :  $Q = 3.5KN/m^2$

### III.4.3.2. Les sollicitations à l'ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow q_u = 1.35 \times 5.02 + 1.5 \times 3.5 = 12.02KN/m$$

$$P_u = 1.35 \times P = 1.35KN$$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{3.25}{2} = 1.625 \Rightarrow L_x < \frac{L_y}{2}$$

⇒ La charge concentrée sera ignorée et le calcul des sollicitations se fait comme suit :

$$l_x \leq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{q \times l_x^3}{6} \\ M_x = \frac{q \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times q \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_x = 16.29KN.m \\ M_y = 5.49KN.m \end{cases}$$

- **Moments en travées**

$$M_x^t = 0.85M_x = 13.84KN.m$$

$$M_y^t = 0.85M_y = 4.66KN.m$$

- **Moments aux appuis**

$$M_x^a = M_y^a = -0.5M_x = -8.14KN.m$$

### III.4.3.3. Calcule ferrillages

Le ferrillage du balcon se fait à la flexion simple pour une section ( $e \times lm$ )

Les résultats son résumée dans ce tableaux :

Sens	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2/ml)$
En travée(x)	13.84	0.0805	0.1051	0.1054	3.78	1.33	5HA10= 3.93

En travée(y)	4.66	0.0271	0.0344	0.1085	1.23	1.33	4HA8 = 2.01
En appui	8.14	0.0474	0.0607	0.1074	2.18	1.33	5HA8 = 2.51

Tableau III 43. Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.

- **Calcul de l'espacement des armatures**

- **En travée**

$$\text{Lx: } S_t \leq \min(2e ; 25\text{cm}). \text{ Donc: } S_t \leq 25\text{cm} ; \quad \text{On opte: } S_t = 20\text{ cm}$$

$$\text{Ly: } S_t \leq \min(3e ; 33\text{cm}). \text{ Donc: } S_t \leq 33\text{cm} ; \quad \text{On opte : } S_t = 25\text{ cm}$$

- **En appuis**

$$\text{Lx: } S_t \leq \min(2e ; 25\text{cm}). \text{ Donc: } S_t \leq 25\text{cm} ; \quad \text{On opte: } S_t = 20\text{ cm}$$

$$\text{Ly: } S_t \leq \min(3e ; 33\text{cm}). \text{ Donc: } S_t \leq 33\text{cm} ; \quad \text{On opte : } S_t = 20\text{ cm}$$

#### III.4.3.4. Vérification à l'ELU

- **L'effort tranchant**

**Sens x-x :**

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 8.13\text{KN}$$

**Sens y-y**

$$V_x = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 0.65\text{KN}$$

$$\tau_{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} = 0.073\text{MPa} < \bar{\tau} = 0.5 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa} \quad \dots\dots \text{Vérfié}$$

- **Vérification des armatures transversales**

La dalle est collée sans reprise de bétonnage.

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d_y} = 0.081\text{MPa} < \bar{\tau} = 0.047 \times f_{c28} = 1.18\text{MPa}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de mettre les armatures transversales.

### III.4.3.5. Vérification à l'ELS

- **Les sollicitations**

$$P_s = G+Q$$

$$P_s = 5.02+3.5 = 8.52 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_x = 11.55 \text{ KN.m} \\ M_y = 3.89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments en travées**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 11.55 = 9.81 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 3.89 = 3.3 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments en appuis**

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 \times 11.55 = -5.77 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes**

On a une fissuration nuisible  $\Rightarrow$  on vérifie la contrainte de compression dans le béton et la contrainte de cisaillement de l'acier

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \sigma_b \times \frac{d-y}{y} < \bar{\sigma}_s = 201.62 \text{ MPa}$$

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Sens	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Travée (x)	3.06	4671.51	6.43	15	250.11	201.62
Travée (y)	2.30	2687.60	2.81	15	160.39	201.62
Appuis	2.53	3240.85	4.5	15	226.307	201.62

Tableau III 44. Résultats de calcul des contraintes de béton et d'acier.

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$  ..... La contrainte de l'acier n'est pas vérifiée, donc on va redimensionner la section des aciers à l'ELS.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left( 1 - \frac{\alpha}{3} \right) \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \dots\dots\dots 0 < \alpha < 1$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d \times \sigma_{st}}$$

– **En travée (selon x)**

Après avoir fait les itérations, on trouve :  $\alpha=0,305$  ;  $A_{st} = 4.73 \text{ cm}^2$

Donc le choix de ferrailage est :  $A_t^x = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$\sigma_{st} = 176.88 \text{ MPa} < 201.62 \text{ MPa} \dots\dots\dots$  vérifiée

Avec :  $st \leq \min(2 \times e ; 25 \text{ cm})$  ; Soit  $st = 20 \text{ cm}$ .

– **En appui**

$\alpha = 0,241$  ;  $A_{st} = 2.72 \text{ cm}^2$

Donc le choix de ferrailage est :  $A_t^a = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$\sigma_{st} = 182.43 \text{ MPa} < 201.62 \text{ MPa} \dots\dots\dots$  vérifiée

• **Vérification de la flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

– **En travée (sens x-x)**

Les conditions sont vérifiées ; donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

– **En travée (sens y-y)**

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

Les résultats sont représentés comme suit :

$y = 2.29 \text{ cm}$ ,  $I = 2680.15 \text{ cm}^4$ ,  $I_0 = 23000 \text{ cm}^4$ ,  $\rho = 0,0018$ ,  $\lambda_i = 11.49$ ,  $\lambda_v = 4.59$

$f_{ji} = 0.17 \text{ mm}$  ;  $f_{Gi} = 0.25 \text{ mm}$  ;  $f_{Gv} = 0.74 \text{ mm}$  ;  $f_{pi} = 0.42 \text{ mm}$

$$\Delta f = f_{pi} + f_{gv} - f_{gi} - f_{ji} = 0.74 \text{ mm}.$$

$$\Delta f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{325}{500} = 0.65cm.$$

Donc :  $\Delta f \leq \Delta f_{adm}$  .....condition vérifiée

**III.4.3.6. Schéma de ferrailage**

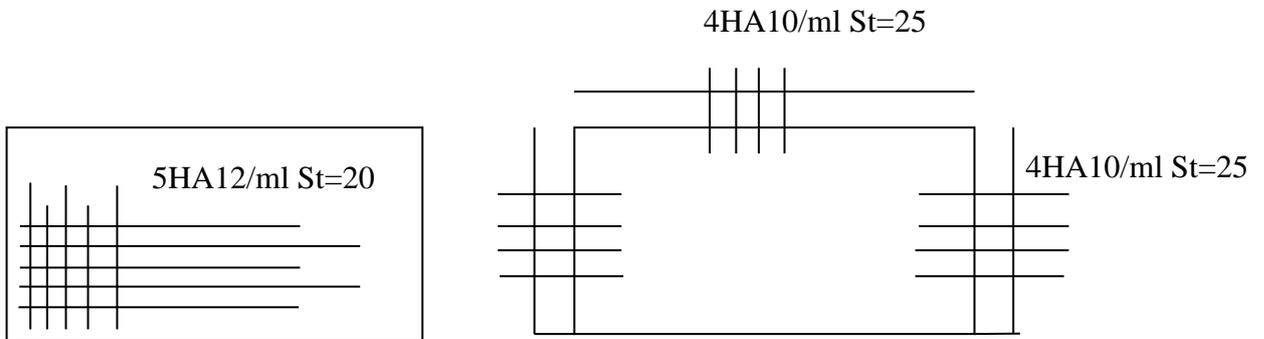


Figure III 27. Schéma de ferrailage de la dalle (type3).

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

Les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales elles ceignent les façades à chaque étage au niveau du plancher pour les rendre solidaires à la structure elles servent de porte à faux.

**III.5.1. Dimensionnement**

On a :  $L_{max} = 4.50m$

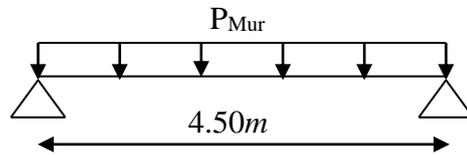


Figure III 28. Schéma statique de la poutre de chaînage.

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow 30cm \leq h \leq 45cm \dots\dots\dots\text{Condition de flèche (RPA (Art 9.3.3))}$$

Soit :  $h_t = 35\text{ cm}$

$b = 30\text{ cm}$

• **Vérification :**

$h_t \geq 25cm$  .....vérifiée.

$b \geq \frac{2h}{3} = 23.33cm$  .....vérifiée.

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de (30× 35).

**III.5.2. Calcul A' ELU****III.5.2.1. Calcul des sollicitations**

$$\text{Poids propre : } P_p = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.63 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids des murs : } P_m = 2.81 \times (3.06 - 0.35) = 7.62 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1.35 \times (2.63 + 7.62) = 13.84 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 2.63 + 7.62 = 10.25 \text{ KN/m}$$

$$M_u = \frac{P_u \times L_{\max}^2}{8} = 35.03 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M^t = 0.75 \times M_u = 26.27 \text{ KN.m} \\ M^a = -0.5 \times M_u = -17.52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**III.5.2.2. Calcul des armatures longitudinales**

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$d = 35 - 3 = 32 \text{ cm}$$

	$M$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z$ (m)	$A_s$ calculé (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )
En travée	26.27	0.0193	0.024	0.317	2.38	2HA12+1HA10=3.05
En appui	17.52	0.0129	0.016	0.318	1.58	2HA10+1HA8=2.07

Tableau III 45. Armatures longitudinales de la poutre de chaînage.

**III.5.2.3. Calcul des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t\right) \Rightarrow \phi_t \leq 1 \text{ cm}$$

$$\text{Soit un cadre } \phi 8 \text{ plus une épingle } \phi 8 \Rightarrow A_t = 3 \times \phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

### III.5.2.4. Calcul des espacements

$$S_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \min(0.9d, 40cm) = 24.3cm \\ \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times h} = 22.65cm \\ \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} < 0 \end{array} \right.$$

Le **RPA99/version2003** exige un espacement  $S_t \leq \min(h; 25cm) = 25cm$ .

On adopte :  $S_t = 15 cm$

### III.5.3. Vérifications

#### III.5.3.1. À l'ELU

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.97cm^2 < A_{cal} \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

- **Effort tranchant**

$$V_u = P_u \times \frac{l}{2} = 13.84 \times \frac{4.5}{2} = 31.14KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.324MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}; 3MPa) = \min(2.5; 3MPa) = 2.5MPa \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots \text{vérifié.}$$

#### III.5.3.2. À l'ELS

- **Vérification de la contrainte dans le béton**

$$M_s = 0.75 \times \frac{P_s \times l^2}{8} = 0 \Rightarrow M_s = 0.75 \times \frac{10.25 \times (4.5)^2}{8} = 19.46KN.m$$

Calcul de y:

$$A = 3.05cm^2$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow 15y^2 + 45.75y - 1464 = 0 \Rightarrow y = 8.47cm$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 31406.44cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = 5.25MPa < 15MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

• **Vérification de la flèche**

$$\frac{h}{l} = 0.078 \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.078 \geq \frac{M_t}{10 \times M_o} = 0.055 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.0032 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

### III.5.4. Schéma de ferrailage

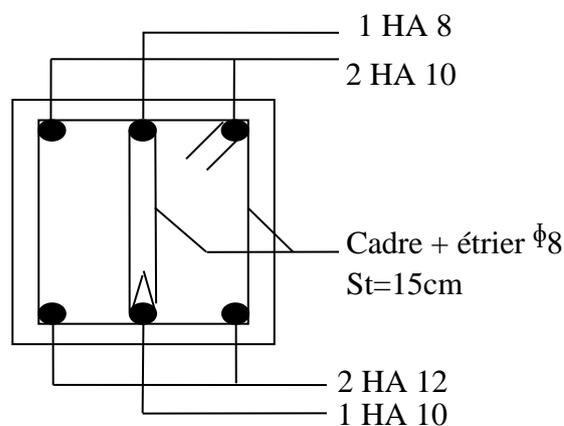


Figure III 29. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

### III.6. ETUDE DE LA DALLE DE L'ASCENSEUR

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique. Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $L$  : Longueur de l'ascenseur.
- $l$  : Largeur de l'ascenseur.
- $H$  : Hauteur de l'ascenseur.
- $W$  : Puissance de l'ascenseur = 6.8KW.
- $F_c$  : Charge due à la cuvette = 145KN.
- $P_m$  : Charge due à l'ascenseur = 15KN.

Annexe II

- $D_m$  : Charge due à la salle des machines = 51 KN
- La charge nominale est de 630 kg.
- La vitesse  $V = 1.6m/s$ .

Donc :  $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 72.3 KN$

### III.6.1. Cas d'une charge répartie

La dalle du local des machines doit être dimensionnée pour reprendre des charges importantes.

On a  $l_x = 2.25 m$  et  $l_y = 2.5 m$  donc une surface  $S = 2.25 \times 2.5 = 5.63 m^2$

$$e \geq \frac{l}{20} = \frac{250}{20} = 12.5m \text{ Soit } e = 20 cm$$

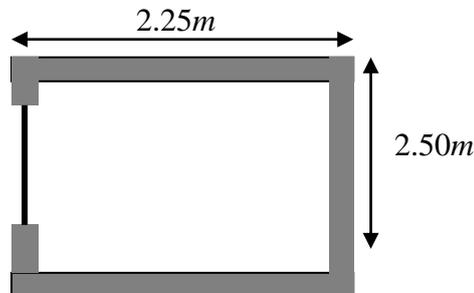


Figure III 30. Cage d'ascenseur.

#### III.6.1.1. Evaluation des charges et surcharges

Désignation	$\rho$ ( $KN/m^3$ )	Épaisseur (m)	Poids ( $KN/m^2$ )
Dalle en béton armé	25	0.2	5.00
Mortier de pose	20	0.03	0.6
Isolation phonique	–	–	0.1
Forme de pente	22	0.03	0.66
Revêtement dallage colle	22	0.02	0.44
			$G_1 = 6.8$

Tableau III 46. Évaluation des charges du plancher de la salle de machine.

$$G_1 = 6.8KN/m^2.$$

$$G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{5.63} = 25.75KN/m^2. \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$G_{totale} = G_1 + G_2 = 32.55KN/m^2.$$

$$Q = 1KN/m^2.$$

### III.6.1.2. Calcul des sollicitations

#### A l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 45.44KN/m^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.25}{2.5} = 0.9 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0456 \\ \mu_y = 0.7834 \end{cases} \quad \text{Annexe I}$$

$$\text{Avec } \nu : \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$$\nu = 0$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 10.5KN.m$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 8.23KN.m$$

### III.6.1.3. Calcul des moments réels

#### – En travée

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 8.9KNm$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.75 \times M_0^y = 6.17KNm$$

#### – En appui

$$M_a^x = M_a^y$$

$$M_a = -0.5 \times M_0^x = -5.25KNm$$

$$M_t + \frac{M_s + M_d}{2} \geq 1.25 \times M_0 \Rightarrow 14.15 \geq 13.125 \quad \text{CBA93 (Article E.2)}$$

La condition est vérifiée

### III.6.1.4. Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec  $d_x = 17.5cm$  et  $d_y = 16.5cm$

On a des HA  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$\left. \begin{array}{l} h_0 > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{array} \right. \quad \text{BAEL91 (Art B.7.4)}$$

	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A_t$ calculé ( $cm^2/ml$ )	$A_t$ min ( $cm^2/ml$ )	$A_a$ calculé ( $cm^2/ml$ )	$A_t$ adopté ( $cm^2/ml$ )	$A_a$ adopté ( $cm^2/ml$ )
Sens x-x	8.9	5.25	1.48	1.68	0.87	5HA8=2.51	4HA8=2.01
Sens y-y	6.17	5.25	1.11	1.6	0.87	5HA8=2.51	4HA8=2.01

Tableau III 47. Résultats des calculs des armatures.

#### • Calcul des espacements

$$\left. \begin{array}{l} S_y^t \leq \min (3h; 33cm) = 33 \text{ cm} \\ S_x^t \leq \min (2h; 25cm) = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} \quad (\text{Art A. 8. 2, 42})$$

Soit :  $S_x^t = 25 \text{ cm}$  et  $S_y^t = 25 \text{ cm}$

#### • Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$\rho = 0.9 > 0.4 \Rightarrow$  Flexion simple dans les deux sens:

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 34.08 \text{ KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 35.26 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{35.26 \times 10^{-3}}{1 \times 0.175} = 0.2 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**III.6.1.5. Vérification à L'ELS**

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 32.55 + 1 = 33.55 \text{ KN / m}^2$$

$$\nu = 0.2$$

$$\rho = 0.9 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.8502 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8.97 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 7.63 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 7.62 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.75 \times M_0^y = 5.72 \text{ KN.m}$$

**• Vérification des contraintes**

On va vérifier la contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$\begin{cases} y = 0.033 \text{ m} \\ I = 8.25 \times 10^{-5} \text{ m}^4 \\ \sigma_{bc} = 3.05 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

On va vérifier la contrainte de traction dans l'acier

$$\sigma_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \Rightarrow \sigma_s = \frac{15(7.62 \times 10^{-3})}{8.79 \times 10^{-5}} \times (0.175 - 0.033) = 184.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 184.65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

**• Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites.

$$\begin{cases} \frac{e}{l_x} = 0.088 \geq \frac{1}{16} \\ \frac{e}{l_x} + 0.088 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.042 \\ \frac{A}{b \times d} = 0.00143 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \end{cases}$$

Les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.6.1.6. Le schéma de ferrailage

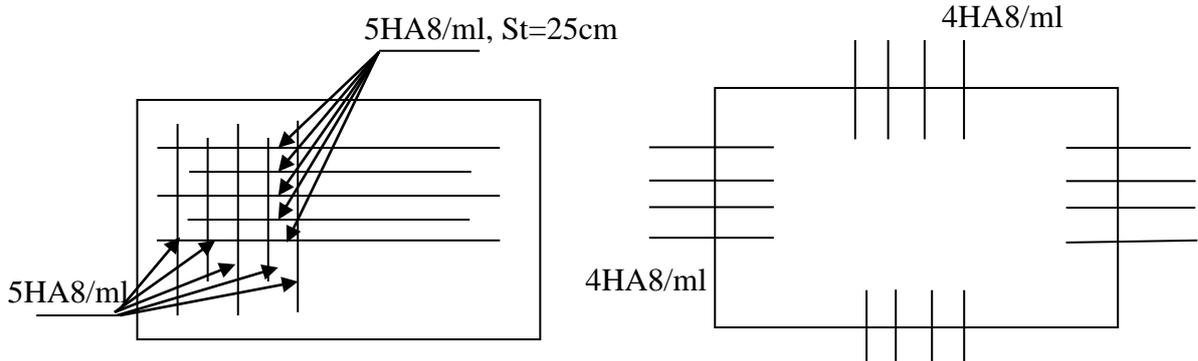


Figure III 31. Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur.

III.6.2. Cas d'une charge concentrée

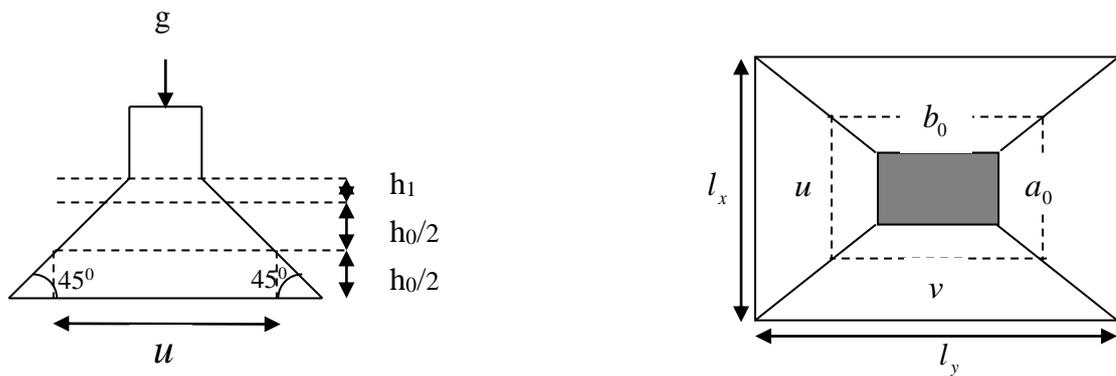


Figure III 32. Schéma représentant la surface d'impacte.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

$\xi$  : Coefficient dépend du revêtement.

$\xi = 1$  (Revêtement en béton).

$V = 1.6 \text{ m/s} \Rightarrow a = b \geq 76 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CBA 93}$

Soit:  $a = b = 80 \text{ cm}$ .

$h_0 = 20 \text{ cm}$ .

$h_1 = 8 \text{ cm}$ .

$\xi = 1$  (béton armé).

$$D'où : \begin{cases} u = 116cm. \\ v = 116cm. \end{cases}$$

### III.6.2.1. Calcul des sollicitations

Sous charge concentrée (due au système de levage) :

On a selon le BAEL :

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$$M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho \quad \frac{u}{l_x} = 0.52 \quad \text{et } \rho = 0.9$$

$$M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \rho \quad \frac{v}{l_y} = 0.46 \quad \text{et } \rho = 0.9$$

$$\text{En se référant à l'annexe n° 3 on trouve } \begin{cases} M_1 = 0.10 \\ M_2 = 0.08 \end{cases}$$

– **Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  du système de levage à l'ELU**

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

$$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3$$

$$P_u = 97.60KN$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 0.10KNm \\ M_{y1} = 0.08KNm \end{cases}$$

– **Moments dues aux poids propres de la dalle**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0456 \\ \mu_y = 0.7834 \end{cases} \quad (\text{Annexe II})$$

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \Rightarrow q_u = 1.35 \times (51 + 15) + 1.5 \times 1 = 90.60KN/ml$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.0456 \times 90.6 \times 2.25^2 = 20.92KN.m$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.7834 \times 20.92 = 16.39KN.m$$

– **Superposition des moments**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.76 + 20.92 = 30.68 \text{ KNm.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.80 + 16.39 = 24.20 \text{ KNm.}$$

– **En travée**

$$M_t^x = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 30.68 = 26.08 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 24.20 = 18.15 \text{ KN.m}$$

– **En appuis**

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_x = -0.5 \times 30.68 = -15.34 \text{ KN.m}$$

**III.6.2.2. Ferrailage**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant  $d_x = 17.5 \text{ cm}$  et

$$d_y = 16.5 \text{ cm}$$

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

	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A_t$ calculé ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_t$ min ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_a$ calculé ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_t$ adopté ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_a$ adopté ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )
Sens x-x	26.08	15.34	4.43	2.11	2.56	5HA12=5.65	4HA10=3.14
Sens y-y	18.15	15.34	3.25	2.11	2.56	5HA10=3.93	4HA10=3.14

Tableau III 48. Résultats des calculs des armatures.

• **Vérification au poinçonnement**

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times e \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article H. III.10)}$$

Avec :

$P_u$  : Charge de calcul à l'état limite.

$e$  : Epaisseur de la dalle.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (116 + 116)$$

$$U_c = 464 \text{ cm.}$$

$$Q_u = 97.60 \text{ KN}; \gamma_b = 1.5$$

$$Q_u = 97.60 \leq 0.045 \times U_c \times e \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 696 \text{ KN} \quad \text{c'est vérifié}$$

- **Espacement des barres**

Sens x-x:  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h_0; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$

Sens y-y:  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h_0; 45 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \langle \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$V_u = V_v = \frac{q_u}{2 \times u + v} = \frac{97.6}{3 \times 1.16} = 28.05 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{28.05 \times 10^{-3}}{1 \times 0.175} = 0.16 \text{ MPa} \langle \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

La condition est vérifiée

### III.6.2.3. Vérification à L'ELS

$$\text{On a } \begin{cases} \mu_x = 0.0456 \\ \mu_y = 0.7834 \end{cases}$$

- **Moments du système de levage**

$$M_{x1} = (51 + 15) \times (M_1 + 0.2 \times M_2) = (51 + 15) \times (0.1 + 0.2 \times 0.08) = 7.66 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = (51 + 15) \times (M_2 + 0.2 \times M_1) = (51 + 15) \times (0.08 + 0.2 \times 0.1) = 6.60 \text{ KNm}$$

- **Moments dues aux poids propres de la dalle**

$$q_{ser} = G + Q = 6.8 + 1 = 7.8 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times L_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.0456 \times 7.8 \times 2.25^2 = 1.8 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.7834 \times 1.8 = 1.41 \text{ KN.m}$$

- **Superposition des moments**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.66 + 1.8 = 9.46 \text{ KNm.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.60 + 1.41 = 8.01 \text{ KNm.}$$

## – En travée

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 9.46 = 8.04 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 M_y = 0.85 \times 8.01 = 6 \text{ KN.m}$$

## – En appuis

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_x = 0.5 \times 9.46 = 4.73 \text{ KN.m}$$

## • Vérification des contraintes

On a une fissuration peu nuisible → vérification de la contrainte du béton comprimé.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$\left\{ \begin{array}{l} y = 0.047 \text{ m} \\ I = 1.735 \times 10^{-4} \text{ m}^{-4} \\ \sigma_{bc} = 2.18 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

## • Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{l_x} = 0.088 \geq \frac{1}{16} \\ \frac{e}{l_x} + 0.088 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.084 \\ \frac{A}{b \times d} = 0.0032 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

## III.6.2.4. Schéma de ferrailage

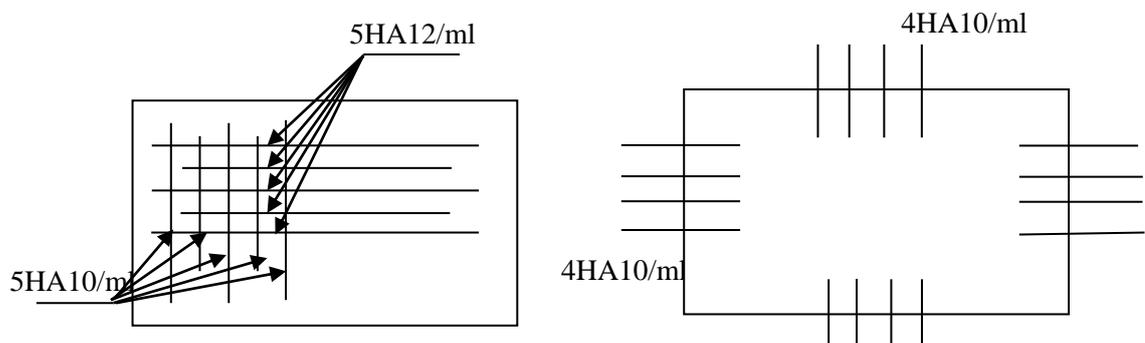


Figure III 33. Schéma de ferrailage de la dalle du local machine.

**III.7. ETUDE DE L'ACROTÈRE**

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

**III.7.1. Hypothèse de calcul**

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable
- Le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.
- 

**III.7.2. Evaluation des charges et surcharges :**

Après le pré dimensionnement on a :

La surface :  $S = 685 \text{ cm}^2 = 0.0685 \text{ m}^2$

Poids propre :  $G_t = 2.433 \text{ KN/ml}$

La charge due à la main courante :  $Q = 1 \text{ KN}$

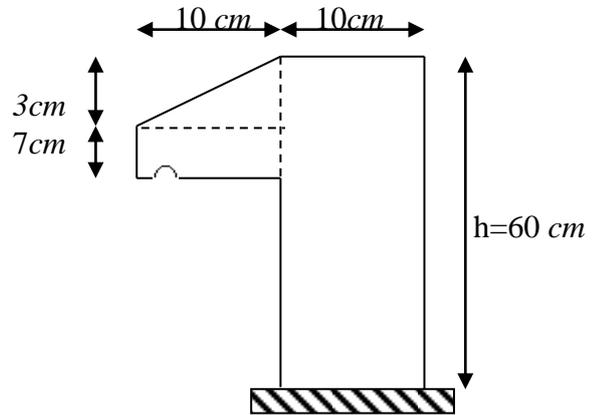


Figure III 34. L'acrotère.

• **La force sismique**

La force sismique horizontale  $F_p$  est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots (\text{Art } 6.2.3)$$

$A$  : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa,  $A = 0.15$ ).

$C_p$  : Facteur de force horizontale ( $C_p = 0.8$ ).

$W_p$  : Poids de l'acrotère.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.433 = 1.167 \text{ KN}$$

• **Calcul des sollicitations**

Calcul du centre de gravité de la section  $G(X_g ; Y_g)$  :

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} =$$

$$\frac{(0.6 \times 0.1) \times (0.1/2) + (0.07 \times 0.1) \times (0.1 + 0.1/2) + (0.1 \times 0.03) \times 0.5 \times (0.1 + 0.1/3)}{0.0685} = 0.0620 \text{ m}$$

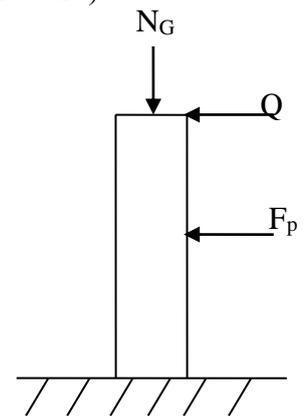


Figure III 35. Schéma statique de l'acrotère.

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} = \frac{(0.6 \times 0.1) \times (0.6/2) + (0.07 \times 0.1) \times (0.5 + 0.07/2) + (0.1 \times 0.03) \times 0.5 \times (0.57 + 0.03/3)}{0.0685} = 0.330m$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{aligned} N_G &= 2.433KN & M_G &= 0 \\ N_Q &= 0 & M_Q &= Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6KN.m \\ N_{Fp} &= 0 & M_{Fp} &= F_p \times Y_g = 1.167 \times 0.330 = 0.385KN.m \end{aligned}$$

L'acrotère travaille en flexion composée.

- **Combinaisons d'actions**

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2.433	3.28	2.433
M (KN.m)	0.985	0.9	0.6

Tableau III 49. Combinaison d'action.

### III.7.3. Calcul de l'excentricité à l'ELU

La combinaison à considérer est : 1.35G + 1.5Q.

$$\begin{aligned} N_U &= 3.28KN \\ M_U &= 0.9KN.m \end{aligned}$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

On a :

$$\left\{ \begin{aligned} e_1 &= \frac{M_U}{N_U} = \frac{0.9}{3.28} = 0.27cm \\ \frac{h}{6} &= \frac{0.6}{6} = 0.1cm \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.} \end{aligned} \right.$$

La section est soumise à un effort normal de compression, elle doit être justifiée vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 du BAEL91 en adoptant une excentricité totale de calcul  $e = e_1 + e_2 + e_a$

Avec :

$e_1$  : excentricité structurelle = 0.33 m

$e_a$  : excentricité accidentelle.

$$e_a = \max(2cm; \frac{h}{250}) = 2cm.$$

$e_2$  : excentricité du second ordre.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \quad (\text{Art A.4.3.5})$$

Avec :

$\phi$  : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

$\alpha$  : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient  $\alpha$  est compris entre 0 et 1.

$l_f$  : Longueur de flambement ;  $l_f = 2h = 2 \times 0.6 = 1.2m$

$h_0$  : Hauteur de la section qui est égale à 10 cm.

$\alpha$  : Rapport du moment du premier ordre dû au charge permanente et quasi permanente au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0+1} = 0$$

$$\text{Donc: } \frac{l_f}{h_0} \leq \max(15, \frac{20e_1}{h_0}) \frac{l_f}{h_0} = \frac{1.2}{0.1} = 12 \leq \max(15, \frac{20 \times 0.33}{0.1}) = 66$$

Donc le calcul se fait en tenant compte de l'excentricité

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{0.6 \times 10^4} (2 + 0) = 0.00144m$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0.32 + 0.02 + 0.144 = 0.484m$$

Les sollicitations corrigées sont :  $N_u = 3.28KN$

$$M_u = N_u \times e = 3.28 \times 0.484 = 1.58 KN.m$$

### III.7.4. Ferrailage de la section

$$f_{bu} = 14.2MPa$$

$$f_{st} = 348MPa$$

$h = 10 cm.$

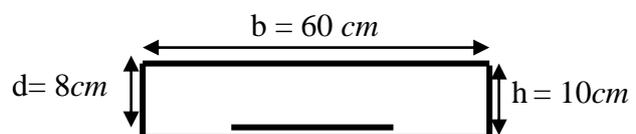


Figure III 36. Section à ferrillée.

$$d = 8 \text{ cm.}$$

$$b = 60 \text{ cm.}$$

L'acrotère est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_{uA} = M_{uG} + N_u \times (d-h/2)$ .

Tel que  $M_{uG}$  et  $N_u$  : les sollicitations au centre de gravité de la section de béton seul.

$M_{uA}$  : moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$M_{uA} = 1.58 + 3.28 \times \left( \frac{0.08 - 0.1}{2} \right) = 1.55 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.55 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.028$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.035$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.078 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1.55 \times 10^{-3}}{348 \times 0.078} = 0.571 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} \Rightarrow A = 0.571 - \frac{3.28 \times 10^{-3}}{348} = 0.57 \text{ cm}^2$$

### III.7.5. Vérifications

#### III.7.5.1. Vérifications à l'ELU

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.6 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 0.579 \text{ cm}^2$$

On remarque que  $A_s < A_{\min}$  donc on ferraille avec  $A_{\min} = 0.579 \text{ cm}^2$

Soit :  $A = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

$A = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.579 \text{ cm}^2$  ..... vérifiée

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r = 4 \text{ HA}6 = 1.13 \text{ cm}^2$

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

$$V_u = F_p + Q = 1.167 + 1 = 2.167 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.167 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.08} = 0.0451 \text{ MPa}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\overline{\tau_u} < \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa.}$$

On a  $\tau_u = 0,0451 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots$  vérifiée.

### III.7.5.2. Vérifications à l'ELS

- **Vérification de la contrainte limite du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{\mu_t} \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$e_G = \frac{M_{serG}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.433} = 0.25 \text{ m}$$

$$e_Y = \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.050 \text{ m}$$

$$e_G > \frac{h}{2} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

$$|c| = e_G - e_Y \Rightarrow c = 0.25 - 0.05 = 0.2 \text{ m}$$

$$c < 0 \Rightarrow c = -0.02 \text{ m}$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c)$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow$$

$$P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow P = -3 \times (-0.2)^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{0.6} (0.08 + 0.2) = -0.112 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow q = -2 \times (-0.2)^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{0.6} (0.08 + 0.2)^2 = 0.014 \text{ m}^2$$

$$y_c^3 - 0.112 y_c + 0.014 = 0$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27} \Rightarrow \Delta = (0.014)^2 + \frac{4 \times (-0.112)^3}{27} = -1.21 \times 10^{-5}$$

$\Delta < 0 \Rightarrow$  L'équation admet trois solutions:

$$\begin{cases} Y_1 = a \cos\left(\frac{\Phi}{3}\right) \\ Y_2 = a \cos\left(\frac{\Phi}{3} + 120\right) \\ Y_3 = a \cos\left(\frac{\Phi}{3} + 240\right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} \cos \Phi = \frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}} \Rightarrow \cos \Phi = \frac{3 \times (0.014)}{2 \times (-0.112)} \times \sqrt{\frac{-3}{-0.112}} = -0.9704 \Rightarrow \Phi = 166.03^\circ \\ a = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}} \Rightarrow a = 2 \times \sqrt{\frac{0.112}{3}} = 0.386 \end{cases}$$

$$\begin{cases} Y_1 = 0.22 \\ Y_2 = -0.38 \\ Y_3 = 0.16 \end{cases}$$

On choisit la solution qui vérifie la condition suivante :

$$0 < Y_{ser} = (Y_c + C) < h = 10 \text{ cm.}$$

$$-c < Y_c < h-c$$

Donc on choisit  $Y_{c1} = 0.22 \text{ m}$

$$y = 0.22 - 0.2 = 0.02 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{0.6 \times 0.02^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.02) = -0.609 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.433 \times 10^{-3} \times 0.02}{-0.609 \times 10^{-4}} = -0.799 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = -0.799 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2.433 \times 10^{-3}}{-0.609 \times 10^{-4}} (0.08 - 0.02) = -2.397 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- **Espacement des armatures**

- **Armatures principales :**

$$S_r \leq \frac{b}{3} = \frac{60}{3} = 20\text{cm} ; \text{ Soit } S_r = 20\text{ cm/ml}$$

- **Armatures de répartition :**

$$S_r \leq \frac{h}{3} = \frac{60}{3} = 20\text{cm} ; \text{ Soit } S_r = 20\text{ cm}$$

### III.7.6. Schéma de ferrailage de l'acrotère

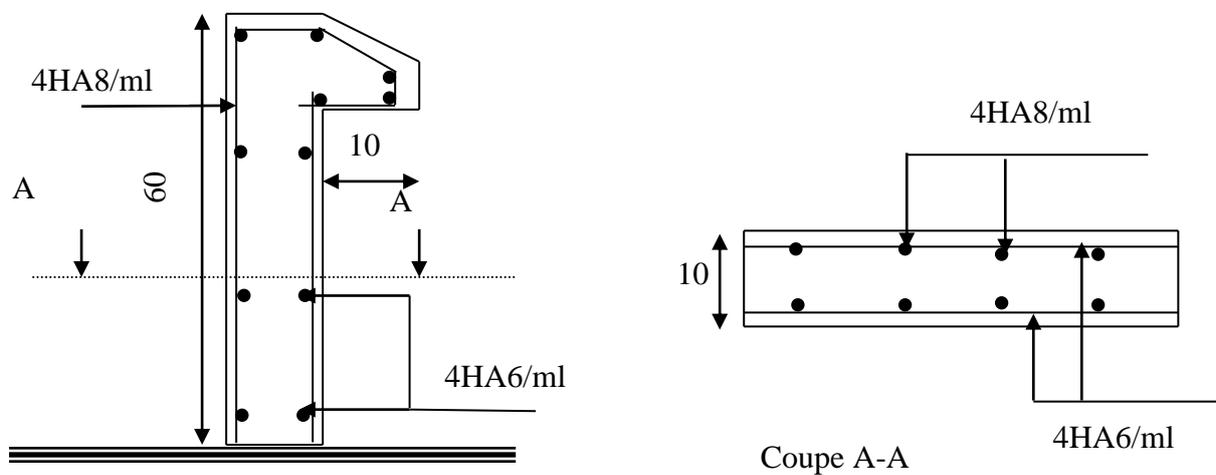


Figure III 37. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

## IV.1. INTRODUCTION

Le séisme est un phénomène naturel, correspondant à des secousses qui se propagent sous forme d'ondes, qui à leurs tours, engendrent un mouvement du sol libérant une énergie de déformation.

Alors les constructions se comportent comme une console, encastées à la base lors des sollicitations sismique, qui s'applique comme une force d'inertie horizontale sur le plancher avec la transmission des efforts par des éléments verticaux jusqu'aux fondations.

Selon le **RPA99/** version 2003 (Art 3. 4. A. 1. a), tout ouvrage dépassant quatre (4) niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa, devra être contreventée par des voiles, c'est le cas de notre structure en se référant à l'article (3. 4. A. 1. a) du RPA99/ version 2003, la structure sera mixte (voiles+portiques), par conséquent elle présente un aspect intéressant du point de vue économique.

Dans cette étude On fait appel à un modèle mathématique de calcul à base des éléments finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, Le logiciel utiliser est le **SAP2000 version.14.2.**

## IV.2. METHODES DE CALCUL

Les règles parasismiques (*RPA99 addenda 2003*) offrent trois méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunis car elle est irrégulière en plan, se situe en zone IIa et appartient au groupe d'usage 2. Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, avec calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure (RPA99/version2003 article 4.3.6).

## IV.3. ANALYSE SISMIQUE DE LA STRUCTURE

La méthode retenue pour l'analyse du comportement sismique de notre structure est la méthode d'analyse modale spectrale.

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit

par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version 2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Pour mener à bien la méthode de calcul par analyse modale spectrale le calcul de la force sismique totale est demandé. Ainsi l'effort tranchant à la base est calculé par la méthode statique équivalente.

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

#### IV.3.1. Estimation de la période fondamentale de la structure

La période empirique peut être calculée de deux manières :

$$1- T_1 = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.4).}$$

$$2- T_2 = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}}$$

Avec :  $T = 1.3 \times \min(T_1 ; T_2)$

$h_N$  : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 26.98 \text{ m}$$

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage

$$C_T = 0.05 \quad \text{RPA (tableau 4.6)}$$

$(D)$ ,  $L_{x,y}$  : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour T.

D'où :  $T_1 = 0.59 \text{ s}$

$$\text{Sens}(x) : L_x = 23.3 \text{ m} \Rightarrow T_2 = 0.50 \text{ s}$$

$$\text{Sens}(y) : L_y = 16.4 \text{ m} \Rightarrow T_2 = 0.59 \text{ s}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$T_{sx} = 1.3 \times \min(0.59, 0.50) = 0.65 \text{ s}$$

$$T_{sy} = 1.3 \times \min(0.59, 0.59) = 0.76 \text{ s}$$

### IV.3.2. Calcul de la force sismique totale

Tout bâtiment sera conçu et construit de telle sorte qu'il résiste à la force sismique totale  $V$  appliquées à la base, et qui doit être calculée successivement dans deux directions horizontale et orthogonale selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3).}$$

$A$  : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique. (RPA tableau 4.1)

Dans notre cas :  $\begin{cases} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique : IIa} \end{cases} \quad A = 0,15$

$R$  : Coefficient de comportement global de la structure, il est on fonction du système de contreventement. Il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/version2003).

Dans notre cas on a un Contreventement mixte  $\Rightarrow R = 5$

$Q$  : facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$  . RPA 99 (Article .4.2.3).

$p_q$  : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité  $q$  est satisfait ou non.

Critère Q	Valeurs de $P_q(x)$		Valeurs de $P_q(y)$	
	Critère observé	Critère non observé	Critère observé	Critère non observé
Condition minimale des files porteuses		0.05		0.05
Redondance en plan		0.05		0.05
Régularité en plan		0.05		0.05
Régularité en élévation	0		0	
Contrôle de la qualité des matériaux	0		0	
Contrôle de la qualité de la construction	0		0	

Tableau IV 1. Valeurs des pénalités  $P_q$ .

Donc :  $Q_x = Q_y = 1.15$

$D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ )

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article.4.2.3).}$$

Avec  $T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par le tableau 4.7 (RPA99/version 2003).

$$\text{On a un Sol meuble (Site S3)} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,5s \end{cases}$$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \quad \text{RPA 99 (Art .4.2.3).}$$

Avec :  $\xi$  est le pourcentage (%) d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages voir tableau (4,2, RPA99/V2003).

On a un contreventement mixte :

$$\text{Construction auto stable} \rightarrow \xi = 7\% \quad \text{RPA (Article 4.2.3)}$$

$$\text{Contreventement par voiles} \rightarrow \xi = 10\%.$$

$$\text{Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne} \Rightarrow \begin{cases} \xi = 8.5\% \\ \eta = 0.816 \end{cases}$$

$T$  : Est la période fondamentale de la structure, tel que :  $T_{sx} = 0.65s$

$$T_{sy} = 0.76s$$

$$T_2 = 0.5s \leq T_{sx} \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_{sx}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.5}{0.65}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_x = 1.71$$

$$T_2 = 0.5s \leq T_{sy} \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_{sy}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.816 \times \left(\frac{0.5}{0.76}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_y = 1.54$$

$W$  : Poids total de la structure

$$W_x = W_y = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{RPA 99 (Article 4.2.3)}$$

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

$W_Q$  : Surcharge d'exploitation

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau (4.5 RPA99),

Bâtiment à usage d'habitation  $\Rightarrow \beta = 0.2$

$$W = 29350.793 \text{ KN}$$

Après calcul de tous les paramètres on a la force sismique totale à la base de la structure est :

$$\text{Sens x : } V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.71 \times 1.15}{5} \times 28463.971 = 1679.231 \text{ KN}$$

$$\text{Sens y : } V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.54 \times 1.15}{5} \times 28463.971 = 1512.29 \text{ KN}$$

### IV.3.3. Méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

#### ➤ principe

Il est recherché par cette méthode pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article 4.2.3)}$$

Avec :

$A$  : coefficient d'accélération de zone.

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.

$R$  : coefficient de comportement de la structure.

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

$Q$  : Facteur de qualité.

Pour notre étude le spectre de réponse est donné par le logiciel (**spectre**), le graphe donne  $S_a/g$  en fonction du temps.

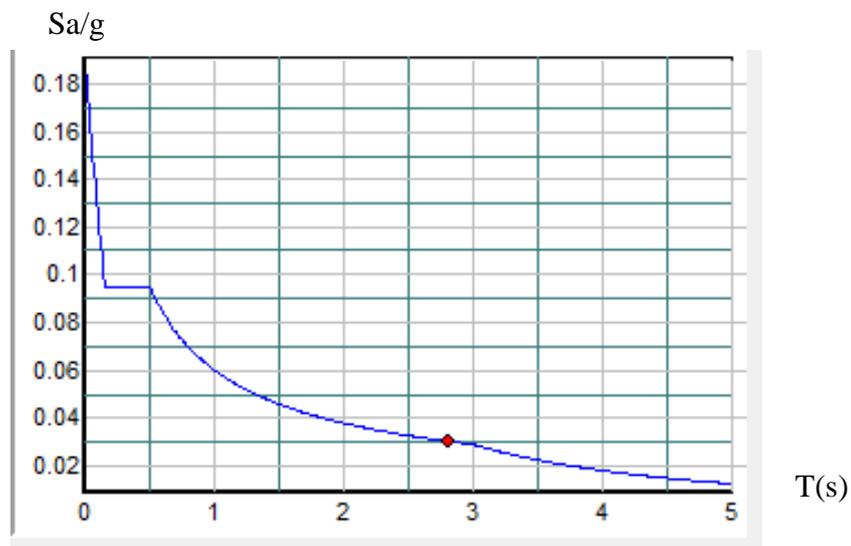


Figure IV 1. Spectre de réponse.

### Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales

Proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, les modes de vibrations 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 ;
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

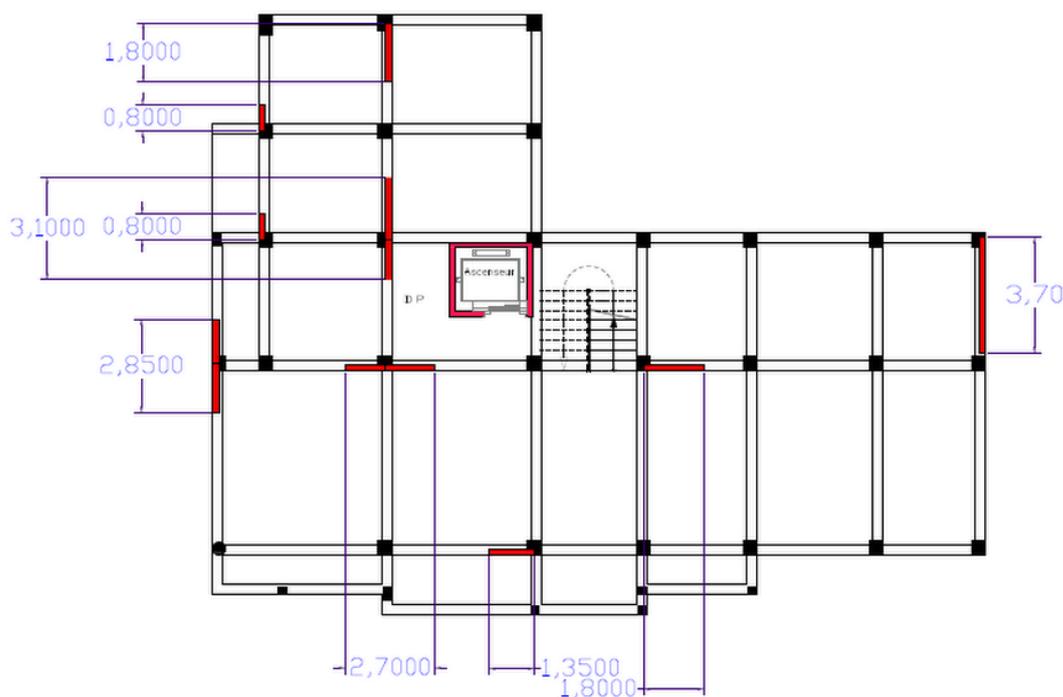
#### ➤ **Interprétation des résultats de l'analyse dynamique**

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14.2.

#### ➤ **Disposition des voiles de contreventement**

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux, on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier et deuxième mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003.



**Figure IV 2. Disposition des voiles.**

➤ Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000V14.2.2

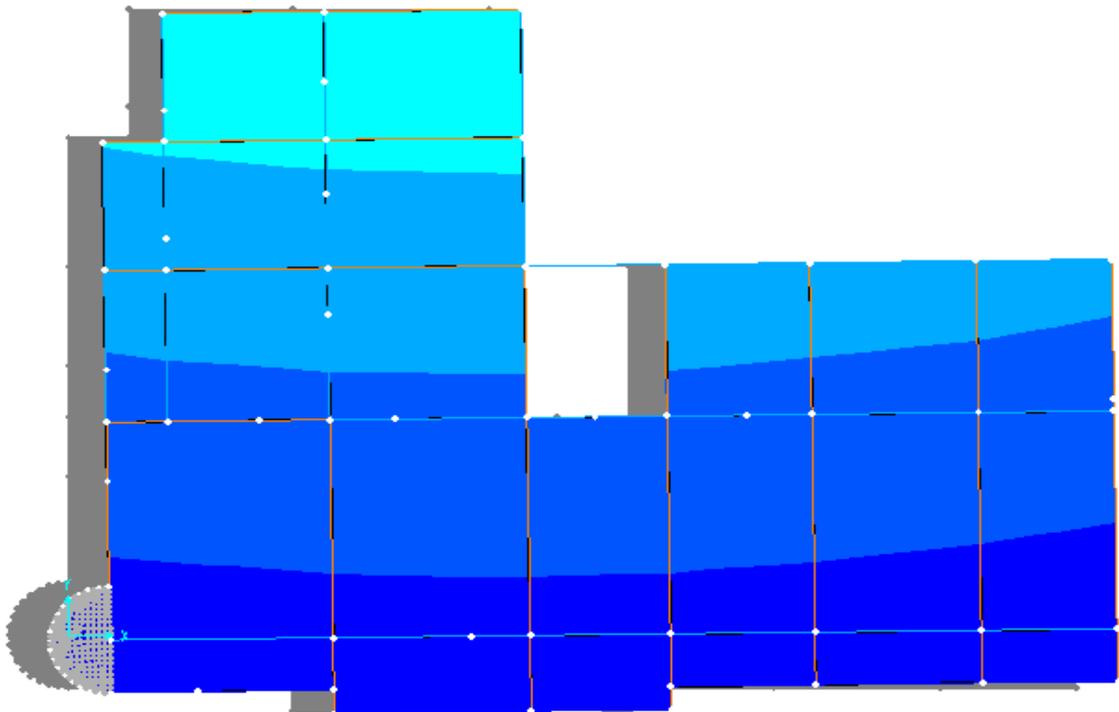


Figure IV 3. 1<sup>er</sup> mode de déformation (translation suivant x-x).

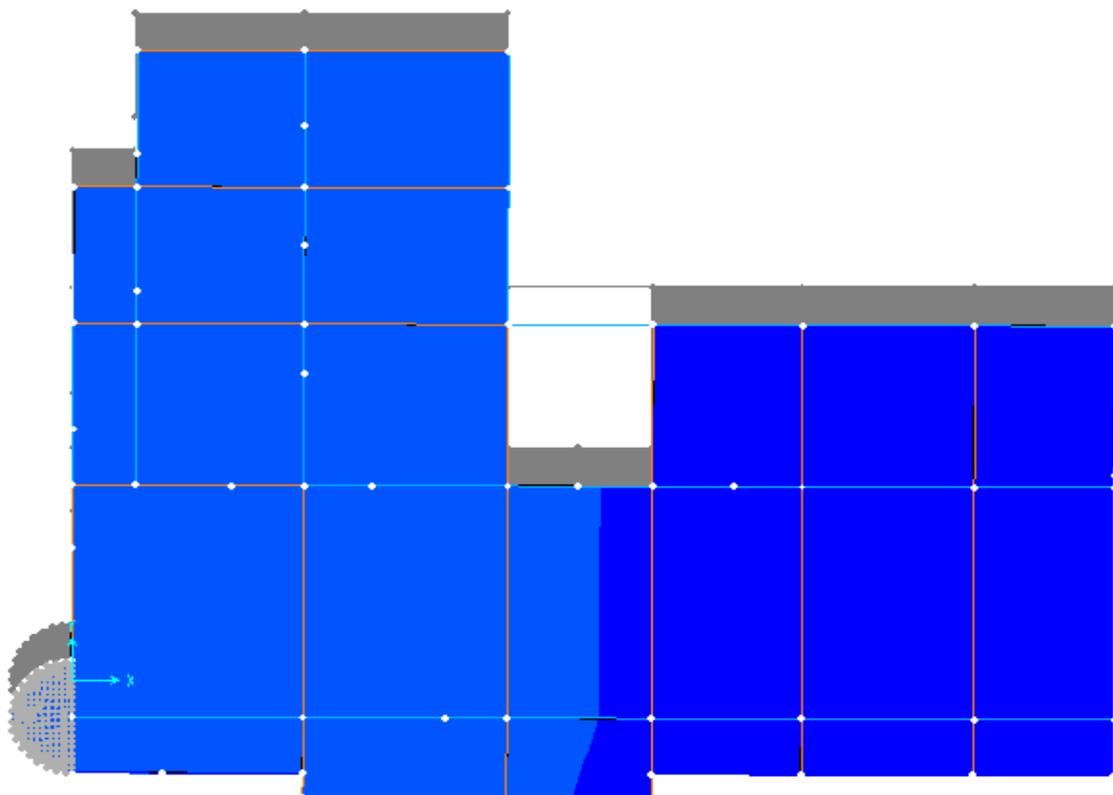


Figure IV 4. 2<sup>ème</sup> mode de déformation (translation suivant y-y).

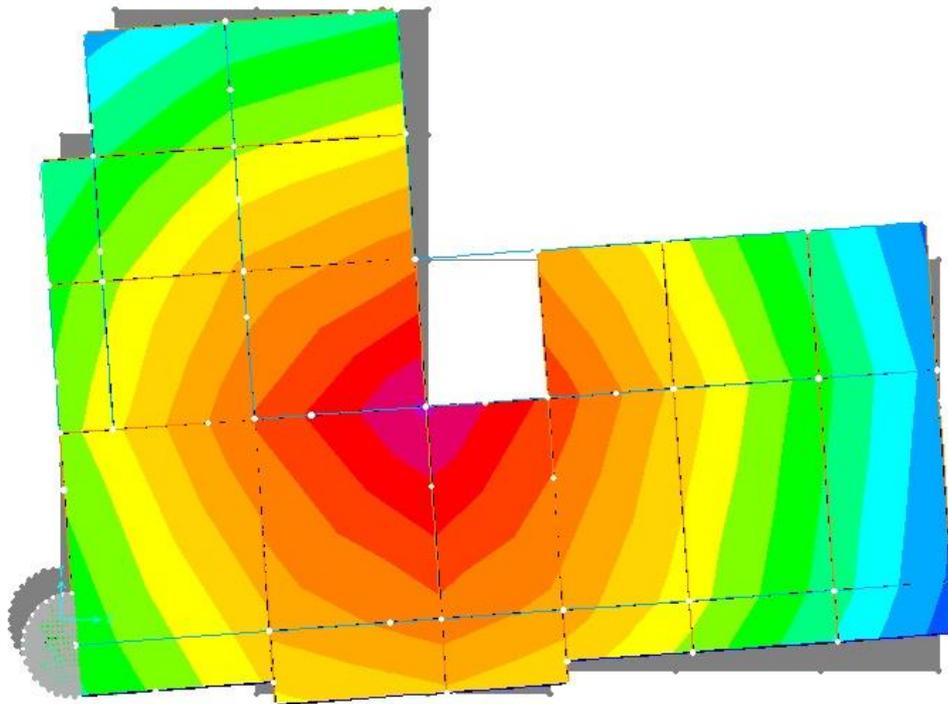


Figure IV 5. 3ème mode de déformation (torsion au tour de z-z).

➤ **Périodes de vibration et taux de participation des masses modales**

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

mode	period (s)	Mode individuel		Somme cumulée (%)	
		UX	UY	UX	UY
<b>1</b>	<b>0,637228</b>	0,74334	0,00001297	0,74334	0,00001297
<b>2</b>	<b>0,565988</b>	0,00004424	0,71786	0,74339	0,71787
<b>3</b>	<b>0,513998</b>	0,01109	0,00052	0,75448	0,71839
<b>4</b>	0,196058	0,12316	0,000008694	0,87764	0,7184
<b>5</b>	0,161808	0,00008846	0,12137	0,87773	0,83976
<b>6</b>	0,130654	0,00029	0,02854	0,87802	0,86831
<b>7</b>	0,104265	0,03626	0,00002439	<b>0,91428</b>	0,86833
<b>8</b>	0,092254	0,01437	0,00121	0,92865	0,86954
<b>9</b>	0,089755	0,00003966	0,00009097	0,92869	0,86963
<b>10</b>	0,089397	0,00298	0,00914	0,93167	0,87877
<b>11</b>	0,079496	0,00011	0,00137	0,93179	0,88014
<b>12</b>	0,077458	0,00001283	0,02242	0,9318	<b>0,90256</b>

Tableau IV 2. Période de vibration et taux de participation massique.

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que les exigences du RPA sont vérifiées.

#### ➤ Vérification de l'interaction voiles portiques

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

### a) Sous charges verticales

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus

Niveaux	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques (%)	Voiles (%)
RDC	22873,967	7640,996	74,9598386	25,0401614
1 <sup>ere</sup> étage	19819,667	6717,461	74,6865561	25,3134439
2 <sup>eme</sup> étage	16642,98	6014,812	73,453671	26,546329
3 <sup>eme</sup> étage	13782,861	5075,664	73,0855727	26,9144273
4 <sup>eme</sup> étage	10861,347	4192,644	72,1492859	27,8507141
5 <sup>eme</sup> étage	8134,688	3179,459	71,8983764	28,1016236
6 <sup>eme</sup> étage	5378,333	2193,676	71,0291417	28,9708583
7 <sup>eme</sup> étage	2808,331	1091,321	72,0149131	27,9850869

Tableau IV 3. Vérification de l'interaction sous charges verticale.

### b) Sous charges horizontales

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus

Niveau	Sens X-X				Sens Y-Y			
	Portique	Voiles	P (%)	V (%)	Portique	Voiles	P (%)	V (%)
RDC	574,46	1106,049	34,1836	65,816	327,632	993,639	24,79	75,20
1 <sup>ere</sup> étage	766,968	789,27	49,2834	50,716	437,588	868,645	33,49	66,50
2 <sup>eme</sup> étage	724,464	701,994	50,7876	49,212	466,939	795,961	36,97	63,02
3 <sup>eme</sup> étage	731,16	558,068	56,7130	43,286	506,18	685,259	42,48	57,51
4 <sup>eme</sup> étage	612,592	505,238	54,8018	45,198	438,76	609,011	41,87	58,12
5 <sup>eme</sup> étage	546,542	361,634	60,1801	39,819	421,923	467,407	47,44	52,55
6 <sup>eme</sup> étage	369,094	293,346	55,7173	44,282	320,192	350,89	47,71	52,28
7 <sup>eme</sup> étage	336,319	76,866	81,3967	18,603	347,69	133,945	72,18	27,81

Tableau IV 4. Vérification de l'interaction sous charges horizontales.

- **Analyse des résultats :**

Les résultats du tableau (IV.3) montrent que l'interaction verticale n'est pas vérifiée, c'est-à-dire que les portiques reprennent un pourcentage moindre de 80% ceci est fortement dû à la mise en place des voiles au milieu de la structure, on a des décrochements potelets et longrines (à l'interaction y'a des contraintes architecturales), et avec toutes les dispositions essayées, hélas, nous n'avons pas pu aboutir à un meilleur résultat sous charges verticales. Néanmoins, notons que les portiques reprennent quand-même plus de 71% des charges dans tous les étages.

Dans le tableau (IV.4) On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages. Nous avons donc choisi la disposition des voiles de sorte à les faire travailler au maximum sous chargement sismique (d'ailleurs c'est leur rôle principal !).

➤ **Vérification de la résultante des forces sismiques**

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dy}$  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  $V_{st}$ , nous avons :

	$V_{st}$ (KN)	$V_{dyn}$ (KN)	$\frac{V_{dyn}}{V_{st}}$	observation
<b>Sens xx</b>	1679.231	1753.405	1.044	vérifié
<b>Sens yy</b>	1512.290	1832.858	1.211	vérifié

Tableau IV 5. Vérification de l'effort tranchant à la base.

➤ **Vérification de l'effort normal réduit**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA (article 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \Rightarrow N_d < 0.3 \times B_c \times f_{c28}$$

Où  $B$  est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Il est à noter que les sections des poteaux ont été revues à la hausse pour tous les niveaux. Ceci à été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le RPA.

La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants pour notre cas :

Niveaux	$B_c (cm^2)$	$N_d (KN)$	$\nu$	Remarque
RDC, 1ere étage	2750	1757.17	0.25	Vérifie
2ième, 3ième	2475	1201.69	0.19	Vérifie
4ième, 5ième	2250	689.66	0.12	Vérifie
6ième, 7ième	2000	304.45	0.06	Vérifie

Tableau IV 6. Vérification de l'effort normal réduit.

- **Analyse des résultats :** On remarque que le rapport  $\nu$  ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

#### ➤ Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $K$  de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces  $F_i$

$R$  : Coefficient de comportement ( $R=5$ ).

Le déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA (article 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage, C à d  $\Delta_k < 1\% \times h_e$ .

$h_e$  : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus.

Niveau	Sens xx						Sens yy				
	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (m)	$\Delta_k/h_k$ (%)	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (%)
1 <sup>ère</sup> étage	0.07	0.35	0	0.35	3.06	0.11	0.05	0.25	0	0.25	0.08
2 <sup>ème</sup> étage	0.22	1.10	0.35	0.75	3.06	0.24	0.15	0.75	0.25	0.50	0.16
3 <sup>ème</sup> étage	0.40	2.00	1.10	0.90	3.06	0.29	0.28	1.40	0.75	0.65	0.21
4 <sup>ème</sup> étage	0.58	2.90	2.00	0.90	3.06	0.29	0.42	2.10	1.40	0.70	0.22
5 <sup>ème</sup> étage	0.74	3.70	2.90	0.80	3.06	0.26	0.57	2.85	2.10	0.75	0.24
6 <sup>ème</sup> étage	0.88	4.40	3.70	0.70	3.06	0.22	0.72	3.60	2.85	0.75	0.24
7 <sup>ème</sup> étage	1.0	5.00	4.40	0.60	3.06	0.19	0.86	4.30	3.60	0.70	0.22
8 <sup>ème</sup> étage	1.10	5.50	5.00	0.50	3.06	0.16	0.99	4.95	4.30	0.65	0.21

Tableau IV 7. Vérification des déplacements de la structure.

- **Analyse des résultats :** les résultats du tableau montrent que les déplacements relatifs entre étages sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage.

#### ➤ Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

Tel que :

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du

niveau « k » ; avec :  $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$  RPA99/2003(Article 5.9)

$v_k$  : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».  $v_k = \sum_{i=1}^n f_i$

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

✓ Si  $0,1 < \theta_k < 0,2$ , l'effet P- $\Delta$  peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta}$ .

✓ Si  $\theta_k > 0,2$  la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus :

Niveau	$h_k$ (m)	$P_k$ (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$ (cm)
1	3.06	27454.282	0.35	1680.509	0.018	0.25	1321.271	0.016
2	3.06	23883.848	0.75	1556.238	0.037	0.50	1306.233	0.029
3	3.06	20400.367	0.90	1426.458	0.042	0.65	1262.900	0.034
4	3.06	16995.255	0.90	1289.228	0.038	0.70	1191.439	0.032
5	3.06	13585.009	0.80	1117.830	0.031	0.75	1047.771	0.031
6	3.06	10238.349	0.70	908.176	0.025	0.75	889.33	0.028
7	3.06	6889.452	0.60	662.440	0.020	0.70	671.082	0.023
8	3.06	3609.136	0.50	413.185	0.014	0.65	481.635	0.015

Tableau IV 8.Vérification à L'effet P- $\Delta$ .

- **Analyse des résultats** : On voit bien que la condition  $\theta \leq 0.1$  est satisfaite, d'où les effets du 2<sup>ème</sup> ordre peuvent être négligés.

#### VI.4. CONCLUSION

Lors de la modélisation l'exigence qui a conditionnée les dimensions des poteaux, poutres et même la disposition des voiles a été la condition de l'interaction voile-portique. En vérifiant cette interaction ; les autres conditions du RPA se retrouvent vérifiées d'elles même (période de vibration, taux de participation massique, effet P- $\Delta$  et effort normal réduit).

Les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées et ont les nouvelles sections suivantes :

RDC et 1<sup>er</sup> étage (b×h) = (50×55)  $cm^2$ ,

2<sup>ere</sup> et 3<sup>eme</sup> étages (b×h) = (45×55)  $cm^2$ ,

4<sup>eme</sup> et 5<sup>eme</sup> étages (b×h) = (45×50)  $cm^2$ ,

6<sup>eme</sup>, 7<sup>eme</sup> étages, et la trappe d'accès (b ×h) = (40 ×50)  $cm^2$ .

Et pour l'épaisseur de voile : e = 20 cm.

## V.1. INTRODUCTION

Les éléments principaux sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

L'objet de ce chapitre est l'étude de ces éléments principaux à savoir : les poteaux, les poutres et les voiles.

## V.2. ETUDE DES POTEAUX

Une construction résiste au séisme grâce à ses éléments porteurs principaux. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferraillés) et bien disposés pour qu'ils puissent prendre toutes les sollicitations.

### V.2.1. Définition :

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferraillages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

- 1) 1.35G+1.5Q
- 2) G+Q
- 3) G+Q+E
- 4) G+Q-E
- 5) 0.8G+E
- 6) 0.8G-E

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitation :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant :  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- 2) Effort normal avec son moment correspondant :  $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 3) Effort minimal avec son moment correspondant :  $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

### V.2.2. Recommandations du RPA99/Version 2003

#### a) Armatures longitudinale

1. Elles doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.
2. Leur pourcentage minimal  $A_{\min} = 0.8\%$  de la section du béton en zone IIa.
3. Leur pourcentage maximal :
  - $A_{\max} = 4\%$  de la section du béton en zone courante.

- $A_{\max} = 6\%$  de la section du béton en zone de recouvrement.

### b) Les armatures longitudinales min et max données par le RPA

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/version2003** sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Section du poteau	$A_{\min}$ RPA ( $cm^2$ )	$A^{\max}$ RPA ( $cm^2$ )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC ,1 <sup>ère</sup> étage	50x55	22	110	165
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étage	45x55	19.8	99	148.5
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	45x50	18	90	135
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étage	40x50	16	80	120

**Tableau V 1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigées par le RPA.**

### c) Les armatures transversales

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_U}{h_1 f_e} \quad \text{RPA99/version2003 (Art 7.4.2.2)}$$

Avec :

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

Il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

$t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente.

Par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$

- Dans la zone courante :  $t' \leq 15\phi_l$

- La quantité d'armatures transversale minimale :  $A_t^{\min}$  en % est donnée comme suit :

-  $A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1)$  si  $\lambda_g \geq 5$

-  $A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1)$  si  $\lambda_g \leq 3$

si :  $3 < \lambda_g < 5$  On interpole entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : est l'élancement géométrique du poteau  $\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$

### V.2.3. Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel Sap2000 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au séisme

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	section	M <sub>max</sub> et N <sub>corres</sub>		N <sub>max</sub> et M <sub>corres</sub>		N <sub>min</sub> et M <sub>corres</sub>	
		M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)
RDC	50×55	-69.03	-972.53	-2173.75	-4.68	802.82	5.37
1 <sup>ere</sup> étage	50×55	109.33	-341.82	-1875.89	-8.47	566.43	8.20
2 <sup>eme</sup> étage	45×55	102.83	-335.67	-1585.64	-5.89	353.91	9.15
3 <sup>eme</sup> étage	45×55	-112.16	-436.57	-1305.66	-8.03	205.20	11.73
4 <sup>eme</sup> étage	45×50	-98.40	-325.74	-1031.51	-8.47	91.61	12.17
5 <sup>eme</sup> étage	45×50	92.85	-160.37	-765.17	-10.36	26.64	14.57
6 <sup>eme</sup> étage	40×50	61.28	-103.40	-501.98	-8.83	20.50	10.67
7 <sup>eme</sup> étage	40×50	-84.62	-66.52	-267.91	31.55	21.13	18.88

Tableau V 2. Sollicitations dans les poteaux.

### V.2.4. Ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux est donné par la sollicitation la plus défavorable.

#### V.2.4.1. Armatures longitudinales

Les résultats de ferrailage des armatures longitudinales des différents types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant : (par expert robot).

Niveau	section	N (KN)	M (KN.m)	$A_{cal}$ ( $cm^2$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	$A_{adopte}$ ( $cm^2$ )
RDC	50×55	-2173.75	-4.68	13.8	22	8 HA20 = 25.13
1 <sup>ere</sup> étage	50×55	-1875.89	-8.47	13.8	22	8 HA20 + 25.13
2 <sup>eme</sup> étage	45×55	-1585.64	-5.89	12.4	19.8	4HA20+4HA16= 12.57+8.04=20.61
3 <sup>eme</sup> étage	45×55	-1305.66	-8.03	12.4	19.8	4HA20+4HA16= 12.57+8.04=20.61
4 <sup>eme</sup> étage	45×50	-1031.51	-8.47	11.3	18	4HA20+4HA16= 12.57+8.04=20.61
5 <sup>eme</sup> étage	45×50	-765.17	-10.36	11.3	18	4HA20+4HA16= 12.57+8.04=20.61
6 <sup>eme</sup> étage	40×50	-501.98	-8.83	10	16	4HA20+4HA14= 12.57+6.16=18.73
7 <sup>eme</sup> étage	40×50	-267.91	31.55	10	16	4HA20+4HA14= 12.57+6.16=18.73

Tableau V 3. Armatures longitudinales des poteaux.

**V.2.4.2. Armatures transversales****➤ Exemple de calcul**

On prend pour exemple de calcul le poteau du rez de chaussée ( $50 \times 55$ )  $cm^2$

$$\checkmark \text{ Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0.7 \times 3.06}{0.55} = 3.89 \Rightarrow f_a = 3.75$$

$$D'où : A_t = \frac{3.75 \times 15 \times 42.1 \times 10^{-3}}{55 \times 400} = 1.07 cm^2$$

**✓ Longueur de recouvrement**

$$L_y = 40 \phi_{l \max} \Rightarrow L_y = 80 \text{ cm}$$

**✓ Espacement**

- Dans la zone nodale :  $t \leq \min(10 \phi_{l \min}, 15 \text{ cm}) = \min(14 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

- Dans la zone courante :  $t' \leq 15 \phi_{l \min} = 15 \times 14 = 21 \text{ cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$

**✓ Quantité d'armature minimale**

On a :  $3 < \lambda_g < 5$ , d'où :

- zone nodale :  $A_t^{min} = 2.5 \text{ cm}^2$

- zone courante :  $A_t^{min} = 3.75 \text{ cm}^2$

Donc : on adopte pour 6T10 =  $4.71 \text{ cm}^2$

**V.2.4.3. Résultats de ferrailage des armatures transversales**

Les résultats de ferrailage des armatures transversales des différents types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	RDC	1 <sup>ere</sup> Etage	2 <sup>eme</sup> étage	3 <sup>eme</sup> étage	4 <sup>eme</sup> étage	5 <sup>eme</sup> étage	6 <sup>eme</sup> Etage	7 <sup>eme</sup> étage
Section du poteau ( $cm^2$ )	50×55	50×55	45×55	45×55	45×50	45×50	40×50	40×50
$\phi_{l \max}$ (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20
$\phi_{l \min}$ (cm)	20	20	16	16	16	16	14	14
$L_0$ (cm)	306	306	306	306	306	306	306	306

$L_f (cm)$	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
$\lambda_g$	3.89	3.89	3.89	3.89	4.28	4.28	4.28	4.28
$\rho_a$	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
$V_U (KN)$	42.1	70.21	66.93	72.93	64.18	60.11	43.18	48.58
$L_r (cm)$	80	80	80	80	80	80	80	80
$S_t$ zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10
$S_t$ zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15	15	15
$A^t (cm^2)$	1.07	1.79	1.71	1.86	1.80	1.69	1.21	1.36
$A_{min}^t (cm^2)$ z.nodale	2.50	2.50	2.25	2.25	2.25	2.25	2	2
$A_{min}^t (cm^2)$ z.courante	3.75	3.75	3.375	3.375	3.375	3.375	3	3
$A_{adopté}^t (cm^2)$	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	3.14	3.14
Nombre de barres	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA10	4HA10

Tableau V 4. Armatures transversales des poteaux.

Conformément aux règles du **RPA 99/version2003** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.  $(\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_1^{\max})$ . Ce qui est vérifiée dans notre cas.

#### V.2.4.4. Vérifications

##### ➤ vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme (le flambement)

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement). L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement, et donné selon la formule suivante :

$$N_{ul} = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

Avec :

$\alpha$ : Coefficient fonction de l'élanement  $\lambda$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \text{Si } \lambda > 50 \end{cases}$$

Telle que :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$$i = \left(\frac{I}{A}\right)^{1/2} = \left(\frac{b \times h^3}{12bh}\right)^{1/2} = \left(\frac{h^2}{12}\right)^{1/2}$$

$Br$  : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau

Les résultats des calculs effectués pour les poteaux de notre structure sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau	$L_0$ (m)	$L_f$ (m)	$i$ (m)	$\lambda$	$\alpha$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$Br$ (m <sup>2</sup> )	$N_{ul}$ (KN)	$N_d$ (KN)
RDC	3.06	2.142	0.158	13.55	0.825	25.13	0.254	4598.62	2173.75
1 <sup>er</sup> étages	3.06	2.142	0.158	13.55	0.825	25.13	0.254	4598.62	1875.89
2 <sup>eme</sup> étages	3.06	2.142	0.158	13.55	0.825	20.61	0.227	4050.75	1585.64
3 <sup>eme</sup> étages	3.06	2.142	0.158	13.55	0.825	20.61	0.227	4050.75	1305.66
4 <sup>eme</sup> étages	3.06	2.142	0.144	14.87	0.820	20.61	0.206	3712.03	1031.51
5 <sup>eme</sup> étages	3.06	2.142	0.144	14.87	0.820	20.61	0.206	3712.03	765.17
6 <sup>eme</sup> étages	3.06	2.142	0.144	14.85	0.820	18.73	0.182	3297.61	501.98
7 <sup>eme</sup> étages	3.06	2.142	0.144	14.85	0.820	18.73	0.182	3297.76	267.91

**Tableau V 5. Vérification du flambement des poteaux.**

On remarque bien que  $N_d < N_{ul}$  pour tous les niveaux de notre structure, donc il n'y a pas de risque de flambement.

### ➤ Vérification des contraintes de compression

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s' \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left( \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v \quad \text{et} \quad d = 0.9 \times h$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$

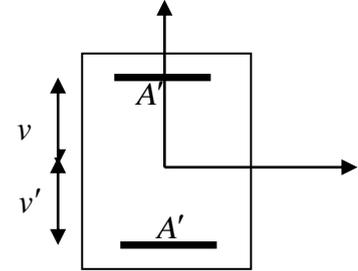


Figure V 1. Section d'un poteau.

Les résultats de calculs effectués sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	d (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	V (cm)	V' (cm)	I <sub>gg'</sub> (m <sup>4</sup> )	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
RDC	49.5	25.13	34.28	20.72	0.0087	-1585.79	-26	5.17	Vérifier
1 <sup>er</sup> étages	49.5	25.13	34.28	20.72	0.0087	-1368.59	-33.23	4.74	Vérifier
2 <sup>eme</sup> étage	49.5	20.61	33.68	21.32	0.0076	-1156.80	-29.91	4.32	Vérifier
3 <sup>eme</sup> étage	49.5	20.61	33.68	21.32	0.0076	-952.80	-32.58	3.78	Vérifier
4 <sup>eme</sup> étage	45	20.61	31.18	18.82	0.0059	-752.92	-27.77	3.37	Vérifier
5 <sup>eme</sup> étage	45	20.61	31.18	18.82	0.0059	-558.75	-30.11	2.81	Vérifier
6 <sup>eme</sup> étage	45	18.73	31.32	18.68	0.0053	-366.88	25.74	2.20	Vérifier
7 <sup>eme</sup> étage	45	18.73	31.32	18.68	0.0053	-195.95	-41.52	2.17	Vérifier

Tableau V 6. Vérification des contraintes dans le béton.

### ➤ Vérification aux sollicitations tangentielles

Selon le **RPA99/version2003 (Article 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si : } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

D'où, on doit avoir :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Les résultats de calculs effectués sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section	$L_f$ (m)	$\lambda_g$	$\rho_d$	d (cm)	Vu (KN)	$\tau$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observations
RDC	50×55	2.142	3.89	0.04	49.5	42.10	0.17	1	Vérifier
1 <sup>er</sup> étages	50×55	2.142	3.89	0.04	49.5	70.21	0.28	1	Vérifier
2 <sup>eme</sup> étages	45×55	2.142	3.89	0.04	49.5	66.93	0.30	1	Vérifier
3 <sup>eme</sup> étages	45×55	2.142	3.89	0.04	49.5	72.93	0.33	1	Vérifier
4 <sup>eme</sup> étages	45×50	2.142	4.28	0.04	45	64.18	0.32	1	Vérifier
5 <sup>eme</sup> étages	45×50	2.142	4.28	0.04	45	60.11	0.30	1	Vérifier
6 <sup>eme</sup> étages	40×50	2.142	4.28	0.04	45	43.18	0.24	1	Vérifier
7 <sup>eme</sup> étages	40×50	2.142	4.28	0.04	45	48.58	0.27	1	Vérifier

Tableau V 7. Vérification des contraintes tangentielles.

#### V.2.4.5. Disposition constructive des poteaux

- **Longueur de recouvrement**

$$L_r > 40 \times \phi :$$

$$\phi = 20mm \rightarrow L_r > 40 \times 2 = 80cm.$$

$$\text{On adopte : } L_r = 85cm.$$

$$\phi = 16mm \rightarrow L_r > 40 \times 1.6 = 64cm.$$

$$\text{On adopte : } L_r = 70cm.$$

$$\phi = 14mm \rightarrow L_r > 40 \times 1.4 = 56cm.$$

$$\text{On adopte : } L_r = 60cm.$$

V.2.5. Le schéma de ferrailage des poteaux

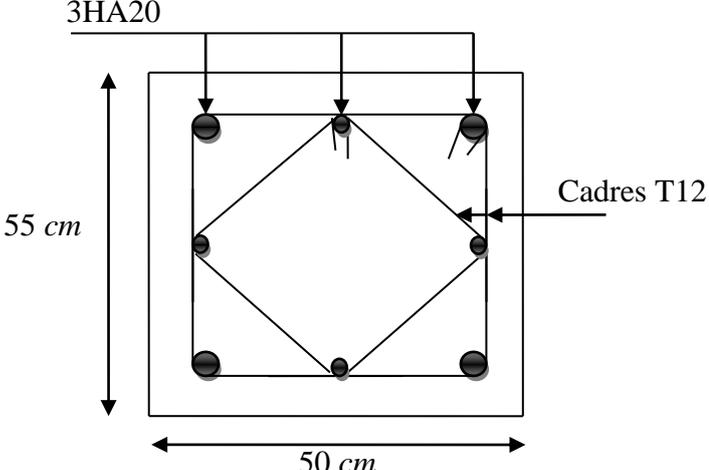
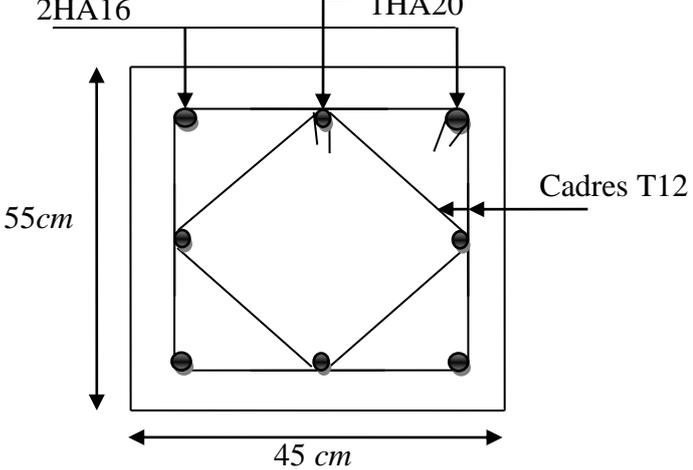
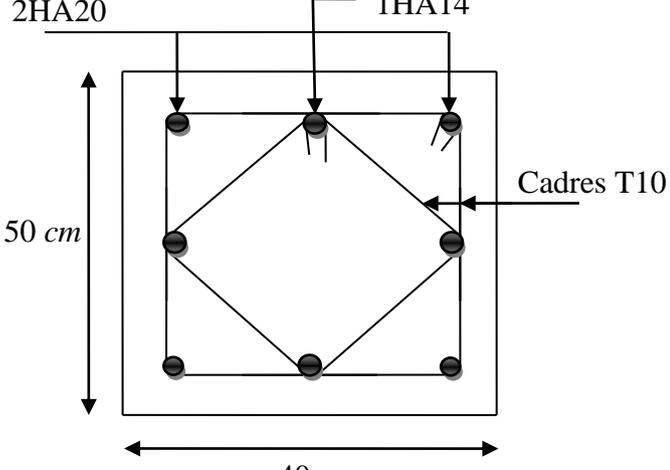
Niveau	Schéma de ferrailage des poteaux
RDC, et l'étage1	 <p>3HA20</p> <p>55 cm</p> <p>50 cm</p> <p>Cadres T12</p>
2 <sup>ème</sup> ... 5 <sup>ème</sup> étages	 <p>2HA16</p> <p>1HA20</p> <p>55 cm</p> <p>45 cm</p> <p>Cadres T12</p>
6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> étages +et l'trappe d'accès	 <p>2HA20</p> <p>1HA14</p> <p>50 cm</p> <p>40 cm</p> <p>Cadres T10</p>

Tableau V 8. Ferrailage des sections des poteaux.

**V.2.6. Poteau circulaire :**

On a un poteau de  $(50 \times 55) \text{ cm}^2$  au RDC  $\Rightarrow$  surface du poteau =  $50 \times 55 = 2750 \text{ cm}^2$

Calcul D pour le poteau circulaire par la loi des surfaces équivalentes :

$$\frac{\lambda D^2}{4} = 2750 \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times 2750}{3.14}} = 59.17 \text{ cm}$$

On prend  $D = 60 \text{ cm}$ .

$$L_f = 0.7 L_0 = 2.142 \text{ m},$$

$$N = 2173.75 \text{ KN}, M = -4.68 \text{ KN.m}$$

➤ **Armature longitudinale :**

$$A = \frac{Nu - B \cdot f_{bu}}{f_x}$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0.8 f_{c28}}{1.5} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ Mpa}$$

$$f_x = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$B = \frac{\lambda \times D^2}{4} = 0.2826 \text{ m}^2$$

$A = -0.0045 < 0 \Rightarrow$  le béton seul résiste à cet effort.

• **A L'E L U stabilité de forme :**

$$A \geq \left[ \frac{Nu}{\alpha} - B e \frac{f_{c28}}{1.35} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Avec :

$$\alpha = f(\lambda)$$

$$\lambda = 4 \cdot \frac{L_f}{D} = 4 \cdot \frac{0.73 \times 3.06}{0.6} = 14.28 < 70 \Rightarrow \text{C.S}$$

$$0 < \lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1} + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.823$$

$$B_r = \frac{\pi(D-2)^2}{4} = 2640.74 \text{ cm}^2$$

$$A \geq \left[ \frac{2.17375}{0.823} - 2640.74 \cdot 10^4 \frac{25}{1.35} \right] \frac{1.15}{400}$$

$$\Leftrightarrow A \geq -6.46.10^{-3} \text{ m}^2$$

$A < 0 \Rightarrow$  on ferraille avec  $A_{\min}$

$$A_{\min} = \max [4u ; 0.1\%B]$$

$$= [4(2\pi R) ; 2.826] = 7.536 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage du poteau circulaire:**

$$7\text{HA}12 = 7.92 \text{ cm}^2$$

- **Armature transversale :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ On prend } \phi_t = 6 \text{ mm, un cadre de } \phi 6$$

- **Espacement :**

$$St \leq \min [15\phi_l^{\min} ; a+10 ; 40] \text{ cm}$$

$$St \leq [18, 70, 40] \Rightarrow St \leq 18 \text{ cm, On prend } St = 15 \text{ cm}$$

### V.2.7. Schémas de ferraillage

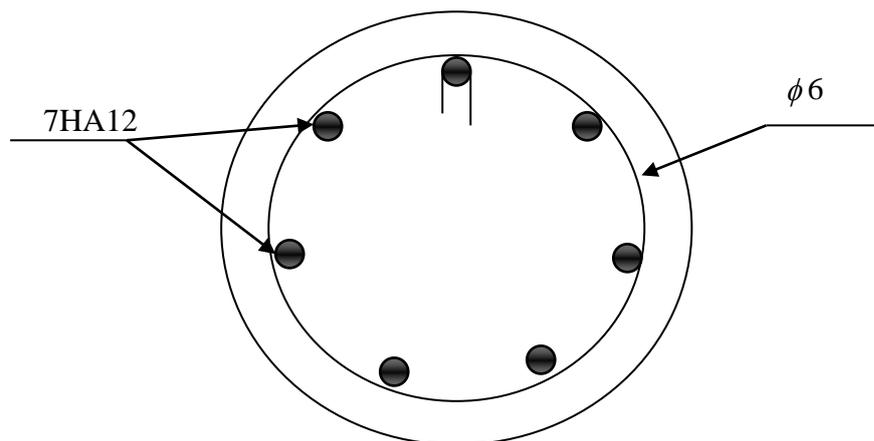


Figure V 2. Schémas de ferraillage du poteau circulaire.

### V.3. ETUDE DES POUTRES

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales, l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel **SAP2000, version 14.2.2** combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99/version2003** suivantes :

- 1) 1.35G+1.5Q
- 2) G+Q
- 3) G+Q+E
- 4) G+Q-E
- 5) 0.8G+E
- 6) 0.8G-E

Il y a deux types de poutres à étudier :

- poutres principales (35×45)  $cm^2$
- poutres secondaires (35×40)  $cm^2$

### V.3.1. Calcul du ferrailage

#### • Exemple de calcul:

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale du niveau RDC qui est sollicitée avec :

$$M_a = 124.93 \text{ KN.m}$$

$$M_t = -105.96 \text{ KN.m}$$

#### Armatures en appui:

$$\mu_{bu} = 0.139 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A_s = 0$$

$$\alpha = 0.188 \Rightarrow Z = 0.392 \text{ m} \Rightarrow A_s = 9.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour } A_s = 3T16 + 3T14 = 10.65 \text{ cm}^2$$

#### Armatures en travée:

$$\mu_{bu} = 0.118 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A_s = 0$$

$$\alpha = 0.157 \Rightarrow Z = 0.398 \text{ m} \Rightarrow A_s = 7.65 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour } A_s = 3T14 + 3T12 = 8.01 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres :

### Armatures longitudinales

Niveau	T. de poutre	Section	Localis	M (KN.m)	V (KN)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adpt</sub> (cm <sup>2</sup> )	N bre de barres
RDC	Poutre principale	35x45	Appui	124.93	259.35	9.14	7.875	10.68	4T14+4T12
			Travée	105.96		7.65		8.04	4T16
	Poutre secondaire	35x40	Appui	96.57	138.90	8.00	7	9.11	3T16+2T14
			Travée	107.84		9.03		10.65	3T16+3T14
Etage courant	Poutre principale	35x45	Appui	147.80	234.70	10.99	7.875	11.12	4T16+2T14
			Travée	160.26		12.03		12.57	4T20
	Poutre secondaire	35x40	Appui	136.48	219.04	11.75	7	13.44	3T20+2T16
			Travée	166.73		14.96		15.45	3T20+3T16
Terrasse	Poutre principale	35x45	Appui	127.46	130.79	9.34	7.875	9.42	3T20
			Travée	68.40		4.81		5.56	2T16+1T14
	Poutre secondaire	35x40	Appui	68.85	110.04	5.56	7	7.10	2T16+2T14
			Travée	93.81		7.75		8.04	4T16

Tableau V 9. Armatures longitudinales des poutres.

- **Longueur de recouvrement**

Soit  $l_r$  la longueur de recouvrement

Telle que :  $l_r > 40\phi_l$

$$\begin{cases} \phi_l = 20cm \Rightarrow l_r > 80cm \rightarrow l_r = 85cm \\ \phi_l = 16cm \Rightarrow l_r > 64cm \rightarrow l_r = 65cm \\ \phi_l = 14cm \Rightarrow l_r > 56cm \rightarrow l_r = 60cm \\ \phi_l = 12cm \Rightarrow l_r > 48cm \rightarrow l_r = 45cm \end{cases}$$

- **Armatures transversales**

- **Diamètre des armatures transversales**

Soit  $\phi_t$  le diamètre des armatures transversales

Telle que :  $\phi_t \leq \min\left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right)$  BAEL91 (article H.III.3)

- ✓ **Poutres principales**

$$\phi_t \leq \min\left(14; \frac{450}{35}; \frac{300}{10}\right) = \min(14; 12.85; 30)$$

Donc on prend:  $\phi_t = 10mm$

- ✓ **Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min\left(14; \frac{400}{35}; \frac{300}{10}\right) = \min(14; 11.42; 30)$$

Donc on prend :  $\phi_t = 10\text{mm}$

-On prend 4T10 = 3.14 cm<sup>2</sup> (un cadre et un étrier) pour les poutres principales et les poutres secondaires.

#### ➤ Espacement des armatures transversales

Le cas le plus défavorable des espacements d'armatures transversales est donné selon le RPA99/version 2003 (art 7.5.2.2)

- **Zone nodale** :  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}\right) \Rightarrow S_t \leq \min(11.25\text{cm}; 12\text{cm})$

-Poutres principales :  $S_t \leq \min(11.25\text{cm}; 12\text{cm})$

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

-Poutres secondaires :  $S_t \leq \min(10\text{cm}; 12\text{cm})$

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

- **Zone courante**:  $S_t \leq \frac{h}{4}$

-Poutres principales :  $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5\text{cm}$

Soit :  $S_t = 20\text{ cm}$

-Poutres secondaires :  $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm}$

Soit :  $S_t = 20\text{ cm}$

#### ➤ Section minimal d'armatures transversales

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 35 = 2.1\text{cm}^2$$

$$A_t = 3.14\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 2.1\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### ➤ Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité**

$$\text{Poutres principales : } A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.79 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.58 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

➤ **Vérification des contraintes tangentielles**

- **Vérification de l'effort tranchant :**  $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

Poutres	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	259.35	1.74	Vérifiée
Poutres secondaires	219.04	0.17	Vérifiée

Tableau V 10. Vérification de l'effort tranchant.

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement et cela pour tous les types des poutres.}$$

### V.3.2. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$\checkmark \text{ en appui de rives : } A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

$$\checkmark \text{ en appui intermédiaires : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left( V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	$A_l$ (cm) Appui	Vu (KN)	$M_a$ (KN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm <sup>2</sup> )	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times \left( V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principale	10.68	259.35	124.93	0.74	-0.19	Vérifiée
Secondaires	8.04	219.04	105.96	0.62	-0.27	Vérifiée

Tableau V 11. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

➤ **Vérification à l'ELS**

• **L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

• **État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification de la contrainte de compression du béton est nécessaire.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Calcul de  $y$  :  $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcul de  $I$  :  $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

poutres	Elément	$M_{ser}$ (KN.m)	$y$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
principales	Appui	90.52	15.7	159800	9.12	15	vérifiée
	Travée	3.49	4.015	179375.18	1.11	15	vérifiée
Secondaires	Appui	96.57	13.64	107401.48	3.68	15	vérifiée
	Travée	9.51	14.49	120075	10.82	15	vérifiée

Tableau V 12. Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS.

• **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D'après le **CBA93** et **BAEL91**, la vérification à la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

• **Poutres principales**

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{560} = 0.08 \text{ cm} \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$M_t = 92.85 \text{ KN.m}$$

$$G = 13.35 \text{ KN/m}; Q = 15.303 \text{ KN/m}; G_0 = 25 \times 0.35 \times 0.45 = 3.94 \text{ KN/m}$$

$$G_T = 13.35 + 3.94 = 17.29 \text{ KN/m}$$

$$q_s = G + Q = 32.59 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{32.59 \times 5.6^2}{8} = 127.75 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{560} = 0.08 \text{ cm} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.072 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{10.65 \times 10^{-4}}{0.35 \times 0.425} = 0.0072 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions précédentes sont satisfaites alors, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- **Poutres secondaires**

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{510} = 0.078 \text{ cm} \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.078 \text{ cm} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.0317 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.0061 \text{ cm} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

### V.3.3. Vérification des zones nodales

Les dispositions constructives données pour les poteaux et les poutres doivent être respectées pour leurs parties communes, que sont les nœuds et ça, afin d'assurer un minimum de confinement préservant au maximum l'intégrité de ces derniers, et permettre au reste de la structure de déployer ses capacités de dissipation d'énergie.

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient majorateur de 1.25, c.à.d. : ça consiste à vérifier la condition suivante :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e| \quad \text{RPA99/03 (Article 7.6.2)}$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

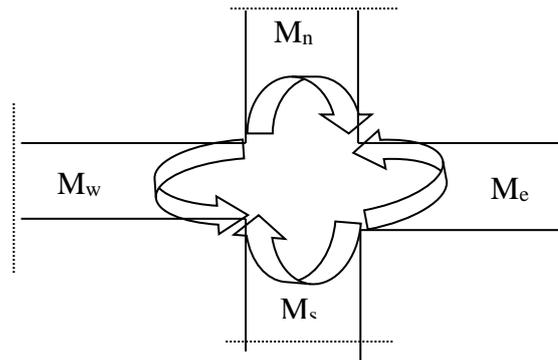


Figure V 3. Les moments sur la zone nodale.

### V.3.3.1. Détermination du moment résistant dans les poteaux et les poutres

Le moment résistant ( $M_r$ ) d'une section de béton dépend essentiellement

- Des dimensions de la section du béton

- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

Telle que :

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} Z = 0.9 \times h \quad (h : \text{La hauteur totale de la section du béton}). \\ \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les résultats des moments résistants dans les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Section ( $cm^2$ )	Z (cm)	$A_s$ ( $cm^2$ )	$M_r$ (KN.m)

50×55	49.5	25.13	432.88
45×55	49.5	18.73	322.64
45×50	45	14.2	222.37
40×50	45	14.2	222.37

Tableau V 13. Moment résistant dans les poteaux.

Les résultats des moments résistants dans les poutres sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section ( $cm^2$ )	Z (cm)	$A_s$ ( $cm^2$ )	$M_r$ (KN.m)
RDC	P.P (35×45)	40.5	10.65	150.52
	P.S (35×40)	36	9.11	114.13
Étages courants	P.P (35×45)	40.5	11.12	156.72
	P.S (35×40)	36	13.44	168.83
Terrasse	P.P (35×45)	40.5	9.42	132.76
	P.S (35×40)	36	7.1	88.94

Tableau V 14. Moment résistant dans les poutres.

### V.3.3.2. Vérification

Les résultats des vérifications de la condition  $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$  sont donnés dans le tableau suivant :

Niveaux	plan	$M_n$ (KN.m)	$M_s$ (KN.m)	$M_w = M_e$ (KN.m)	$M_n + M_s$ (KN.m)	$1.25(M_w + M_e)$ (KN.m)	Vérification
R D C	PP	432.88	432.88	150.10	865.76	376.30	Vérifier
	PS			114.13		285.33	Vérifier
1 <sup>er</sup> étage	PP	432.88	322.64	156.72	755.52	391.8	Vérifier
	PS			168.83		422.075	Vérifier
2 <sup>ème</sup> étage	PP	322.64	322.64	156.72	645.28	391.8	Vérifier
	PS			168.83		422.075	Vérifier
3 <sup>ème</sup> étage	PP	322.64	222.37	156.72	545.01	391.8	Vérifier
	PS			168.83		422.075	Vérifier

4 <sup>ème</sup> étage	PP	222.37	222.37	156.72	444.74	391.8	Vérifier
	PS			168.83		422.075	Vérifier
5 <sup>ème</sup> étage	PP	222.37	222.37	156.72	444.74	391.8	Vérifier
	PS			168.83		422.075	Vérifier
6 <sup>ème</sup> étage	PP	222.37	222.37	156.72	444.74	391.8	Vérifier
	PS			168.83		422.075	Vérifier
7 <sup>ème</sup> étage	PP	222.37	222.37	132.76	444.74	331.9	Vérifier
	PS			88.94		222.35	Vérifier

Tableau V 15. Vérification de la zone nodale.

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres, donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

➤ Exemple de ferrailage d'une poutre principale du RDC.

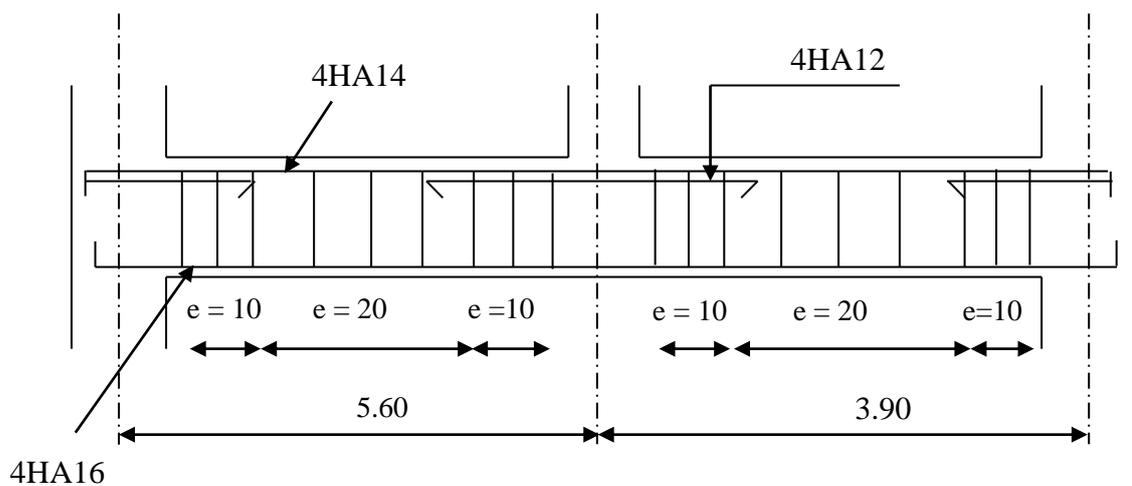
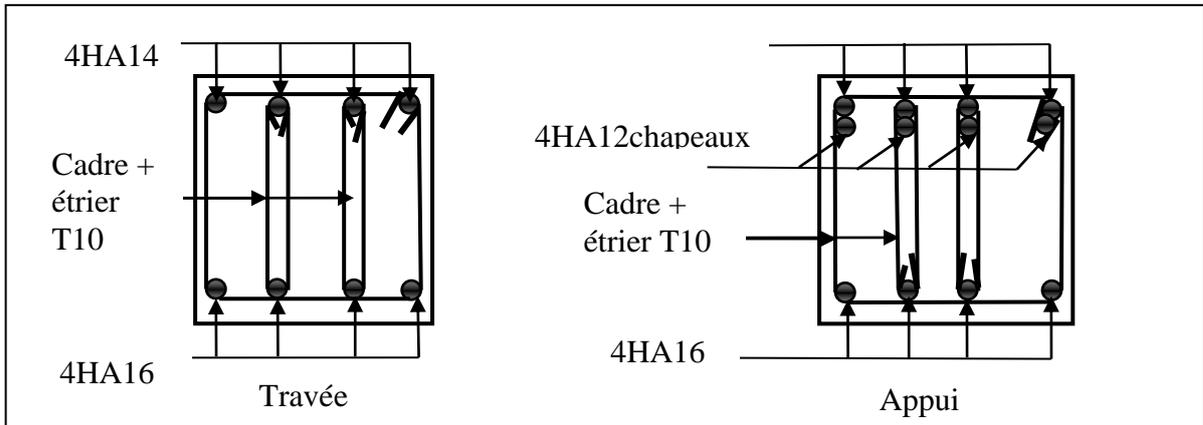


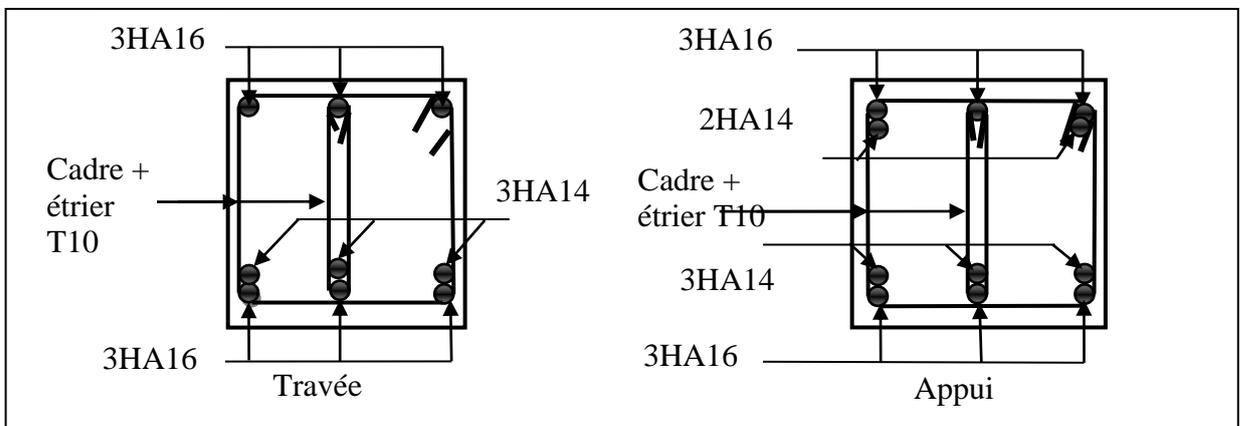
Figure V 4. Disposition constructive des armateurs dans les poutres.

**V.3.4. Schéma de ferrailage des poutres**

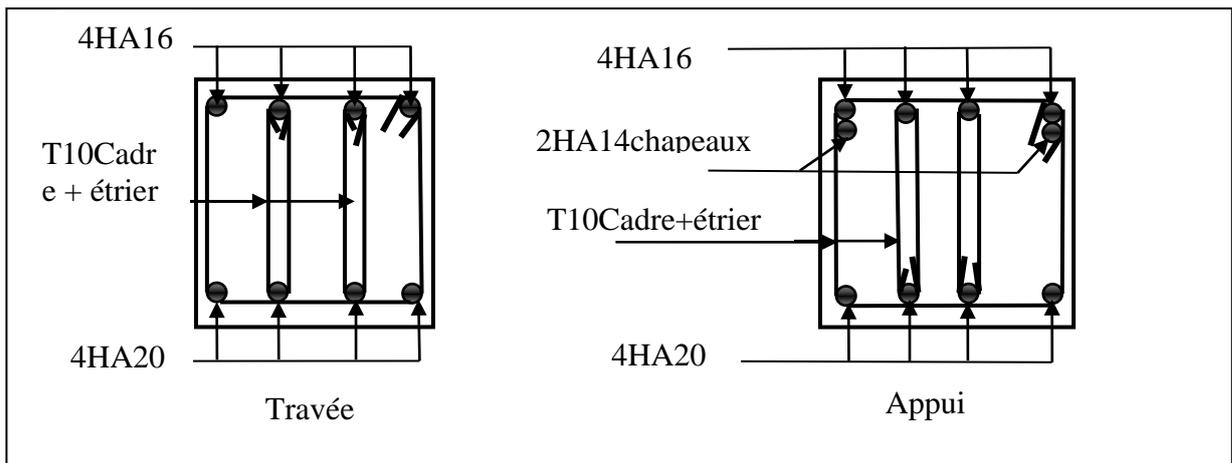
**RDC poutre principale**



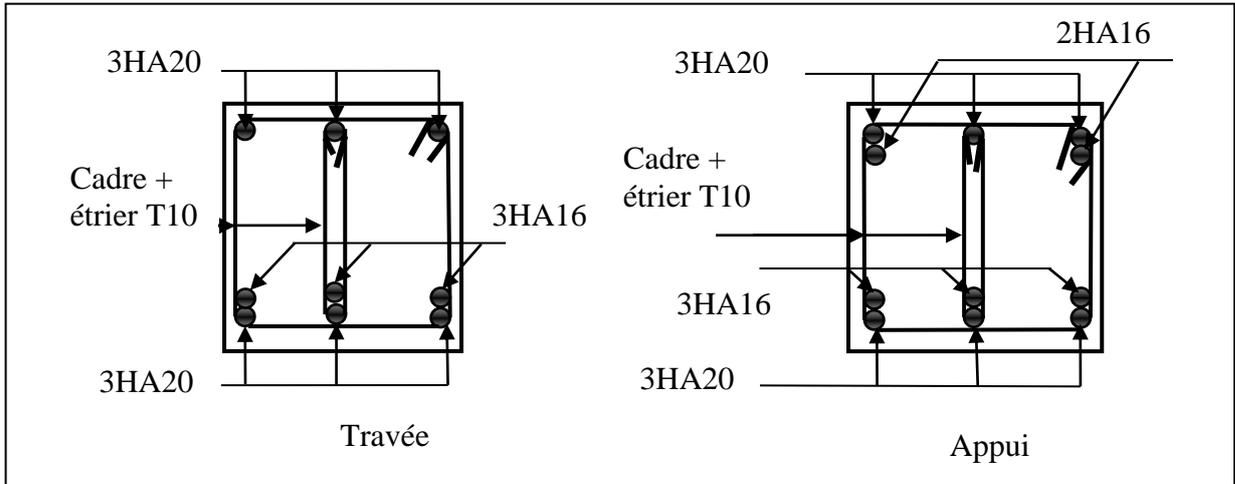
**RDC Poutre secondaire**



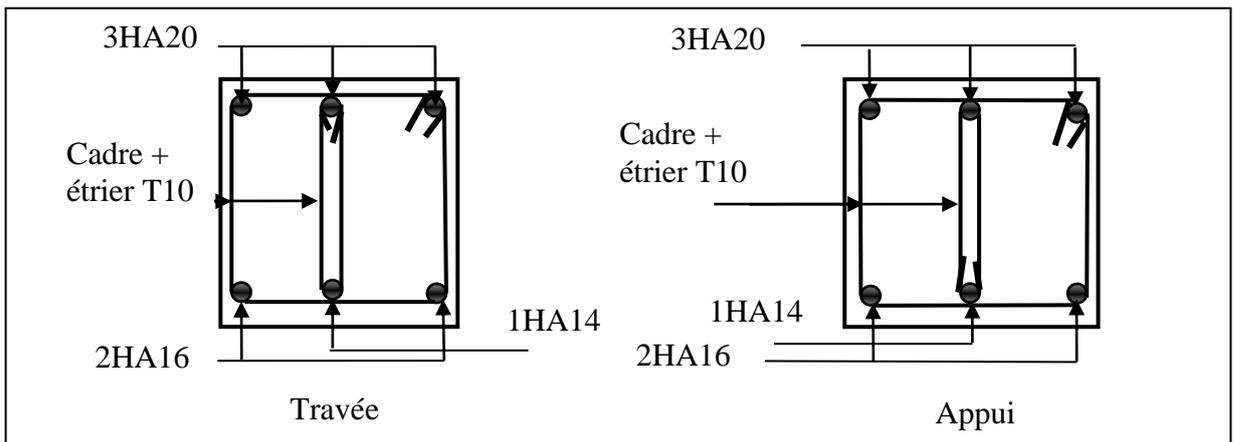
**Etage courant Poutre principale**



**Etage courant Poutre secondaire**



**Terrasse Poutre principale**



**Terrasse Poutre secondaire**

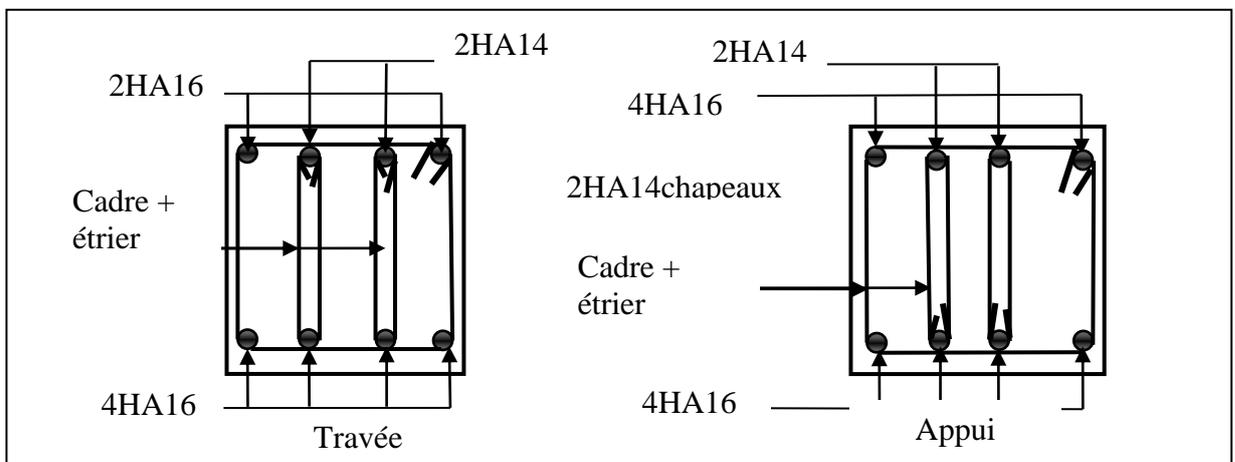


Tableau V 16 . Ferrailage des sections des poutres.

## V.4. ETUDE DES VOILES

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

- 1) 1.35G+1.5Q
- 2) G+Q
- 3) G+Q+E
- 4) G+Q-E
- 5) 0.8G+E
- 6) 0.8G-E

### V.4.1. Recommandation du RPA 99/version2003

#### a) Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

➤  $A_{\min}^v = 0.15\% \times L_t \times e$

➤ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{l}{10}$  de

la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

**b) Les armatures horizontales**

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à  $135^\circ$  avec une longueur  $10 \times \phi$

$$A_{\min}^h = 0.15\% \times L_t \times e$$

**c) Les armatures transversales**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par  $1 \text{ m}^2$  au moins.

**d) Les règles communes (armatures verticales et horizontales)**

- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
- ✓  $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$  dans la zone extrême de voile.
- ✓  $A_{\min} = 0.10\% \times b \times h$  dans la zone courante du voile.
- L'espaceur  $S_t = \min(1.5 \times a; 30 \text{ cm})$  avec  $a$  : épaisseur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par  $\text{m}^2$ .
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à  $40\phi$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

**V.4.2. Ferrailage des voiles**

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du SAP2000 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes et on prend les plus défavorables :

4) Moment maximal avec son effort normal correspondant :  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

5) Effort normal avec son moment correspondant :  $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

6) Effort minimal avec son moment correspondant :  $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous  $M$  et  $N$  pour une section  $(b \times L)$ .

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Niveau		RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> Etages	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> Etages	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> Etages
L (cm)		135	135	135	135
e (cm)		20	20	20	20
M (KN.m)		486.324	16.271	13.625	14.336
N (KN)		1372.852	1063.11	747.848	394.107
V(KN)		203.242	105.45	79.493	53.847
$\tau_U$ Mpa		1.17	0.60	0.45	0.31
Av cal /face (cm <sup>2</sup> )		13.44	7.83	5.53	3.00
Av min/face (cm <sup>2</sup> )		4.05	4.05	4.05	4.05
Av adop/face (cm <sup>2</sup> )		14.83	11.31	7.85	7.85
N <sup>barre</sup> /face		4H16+6H12	10H12	10H10	10HA10
S <sub>t</sub> (cm)	extrémité	10	10	10	10
	Milieu	15	15	15	15
Ah cal/face (cm <sup>2</sup> )		1.82	0.93	0.70	0.48
Ah min/face (cm <sup>2</sup> )		0.75	0.75	0.75	0.75
Ah adop/face (cm <sup>2</sup> )		2.01	2.01	2.01	2.01
N <sup>barre</sup> /face/ml		4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
S <sub>t</sub> (cm)		25	25	25	25

Tableau V 17. Ferrailage des voiles V1 (x-x 1).

### Voile V2 :

Niveau		RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étages	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> Etages	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> Etages
L (cm)		180	180	180	180
e (cm)		20	20	20	20
M (KN.m)		832.698	21.620	20.795	23.619
N (KN)		1964.843	1415.859	1001.66	526.829
V(KN)		359.411	246.031	173.607	95.691
$\tau_U$ Mpa		1.55	1.06	0.75	0.41
Av cal /face (cm <sup>2</sup> )		18.40	10.36	7.37	3.98
Av min/face (cm <sup>2</sup> )		5.4	5.4	5.4	5.4

Av adop/face ( $cm^2$ )	20.11	11.31	7.85	7.85
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	10HA16	10H12	10H10	10H10
$S_t$ (cm)	extrémité	11	11	11
	Milieu	25	25	25
Ah cal/face ( $cm^2$ )	2.42	1.65	1.17	0.64
Ah min/face ( $cm^2$ )	0.75	0.75	0.75	0.75
Ah adop/face ( $cm^2$ )	3.14	2.01	2.01	2.01
$N^{\text{barre}}/\text{face}/ml$	4HA10	4HA8	4HA8	4HA8
$S_t$ (cm)	25	25	25	25

Tableau V 18. Ferrailage des voiles V2 (x-x 2).

## Voile V3 :

Niveau	RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étages	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> Etages	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> Etages
L (cm)	150	150	150	150
e (cm)	20	20	20	20
M (KN.m)	622.447	31.30	172.373	109.741
N (KN)	1777.196	814.763	566.149	418.813
V(KN)	274.631	163.973	129.672	93.541
$\tau_U$ Mpa	1.42	0.85	0.67	0.48
Av cal /face ( $cm^2$ )	16.66	6.17	5.07	3.59
Av min/face ( $cm^2$ )	4.5	4.5	4.5	4.5
Av adop/face ( $cm^2$ )	18.22	7.85	7.85	7.85
$N^{\text{barre}}/\text{face}$	6H16+4H14	10H10	10H10	10H10
$S_t$ (cm)	extrémité	10	10	10
	Milieu	20	20	20
Ah cal/face ( $cm^2$ )	2.21	1.32	1.04	0.75
Ah min/face ( $cm^2$ )	0.75	0.75	0.75	0.75
Ah adop/face ( $cm^2$ )	3.14	2.01	2.01	2.01
$N^{\text{barre}}/\text{face}/ml$	4HA10	4HA8	4HA8	4HA8
$S_t$ (cm)	25	25	25	25

Tableau V 19. Ferrailage des voiles V3 (x-x 3).

**Voile V4 :**

Niveau		RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étages	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> Etages	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> Etages
L (cm)		160	160	160	160
e (cm)		20	20	20	20
M (KN.m)		759.433	355.203	205.227	109.410
N (KN)		1687.083	748.944	631.014	443.103
V(KN)		327.423	211.286	155.60	95.874
$\tau_U$ Mpa		1.59	1.02	0.75	0.46
Av cal /face (cm <sup>2</sup> )		16.87	7.64	5.65	3.68
Av min/face (cm <sup>2</sup> )		4.8	4.8	4.8	4.8
Av adop/face (cm <sup>2</sup> )		18.22	11.31	7.85	7.85
N <sup>barre</sup> /face		6H16+4H14	10H12	10H10	10H10
S <sub>t</sub> (cm)	extrémité	10	10	10	10
	Milieu	22	22	22	22
Ah cal/face (cm <sup>2</sup> )		2.48	1.59	1.17	0.71
Ah min/face (cm <sup>2</sup> )		0.75	0.75	0.75	0.75
Ah adop/face (cm <sup>2</sup> )		3.14	2.01	2.01	2.01
N <sup>barre</sup> /face/ml		4HA10	4HA8	4HA8	4HA8
S <sub>t</sub> (cm)		25	25	25	25

Tableau V 20. Ferrailage des voiles V4 (x-x 4).

**Voile V5 :**

Niveau		RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étages	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> Etages	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> Etages
L (cm)		370	370	370	370
e (cm)		20	20	20	20
M (KN.m)		2457.801	1519.226	159.786	79.146
N (KN)		942.527	688.676	757.115	389.055
V(KN)		519.171	393.931	271.951	125.443
$\tau_U$ Mpa		1.09	0.82	0.57	0.26
Av cal /face (cm <sup>2</sup> )		14.41	9.57	6.08	2.70
Av min/face (cm <sup>2</sup> )		11.1	11.1	11.1	11.1

Av adop/face ( $cm^2$ )	15.71	15.71	15.71	15.71
N <sup>barre</sup> /face	20HA10	20H10	20H10	20H10
S <sub>t</sub> (cm)	extrémité	12	12	12
	Milieu	20	20	20
Ah cal/face ( $cm^2$ )	1.70	1.28	0.89	0.40
Ah min/face ( $cm^2$ )	0.75	0.75	0.75	0.75
Ah adop/face ( $cm^2$ )	2.01	2.01	2.01	2.01
N <sup>barre</sup> /face/ml	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
S <sub>t</sub> (cm)	25	25	25	25

Tableau V 21. Ferrailage des voiles V5 (y-y 1).

**Voile V6 :**

Niveau	RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étages	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> Etages	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> Etages
L (cm)	180	180	180	180
e (cm)	20	20	20	20
M (KN.m)	615.902	272.26	146.605	56.867
N (KN)	564.733	764.806	580.543	325.539
V(KN)	201.684	161.199	122.84	72.209
$\tau_v$ Mpa	0.87	0.69	0.53	0.31
Av cal /face ( $cm^2$ )	8.03	6.78	4.70	2.45
Av min/face ( $cm^2$ )	5.4	5.4	5.4	5.4
Av adop/face ( $cm^2$ )	11.31	7.85	7.85	7.85
N <sup>barre</sup> /face	10HA12	10H10	10H10	10H10
S <sub>t</sub> (cm)	extrémité	12	12	12
	Milieu	24	24	24
Ah cal/face ( $cm^2$ )	1.35	1.07	0.82	0.48
Ah min/face ( $cm^2$ )	0.75	0.75	0.75	0.75
Ah adop/face ( $cm^2$ )	2.01	2.01	2.01	2.01
N <sup>barre</sup> /face/ml	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
S <sub>t</sub> (cm)	25	25	25	25

Tableau V 22. Ferrailage des voiles V6 (y-y 2).

**Voile V7 :**

Niveau		RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étages	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> Etages	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> Etages
L (cm)		190	190	190	190
e (cm)		20	20	20	20
M (KN.m)		685.920	457.94	172.127	36.630
N (KN)		1309.03	561.593	599.179	396.807
V(KN)		271.023	241.728	191.115	118.718
$\tau_U$ Mpa		1.1	0.98	0.78	0.48
Av cal /face (cm <sup>2</sup> )		12.94	6.69	4.94	2.73
Av min/face (cm <sup>2</sup> )		5.7	5.7	5.7	5.7
Av adop/face (cm <sup>2</sup> )		14.83	7.85	7.85	7.85
N <sup>barre</sup> /face		4H16+6H12	10H10	10H10	10H10
S <sub>t</sub> (cm)	extrémité	12	12	12	12
	Milieu	25	25	25	25
Ah cal/face (cm <sup>2</sup> )		1.71	1.53	1.21	0.75
Ah min/face (cm <sup>2</sup> )		0.75	0.75	0.75	0.75
Ah adop/face (cm <sup>2</sup> )		2.01	2.01	2.01	2.01
N <sup>barre</sup> /face/ml		4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
S <sub>t</sub> (cm)		25	25	25	25

Tableau V 23. Ferrailage des voiles V7 (y-y 3).

**Voile V8 :**

Niveau		RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étages	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> Etages	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> Etages
L (cm)		120	120	120	120
e (cm)		20	20	20	20
M (KN.m)		263.165	162.945	18.221	58.856
N (KN)		1310.864	678.764	414.127	273.265
V(KN)		137.753	110.341	93.541	64.246
$\tau_U$ Mpa		0.89	0.71	0.60	0.41
Av cal /face (cm <sup>2</sup> )		11.18	6.09	3.21	2.37
Av min/face (cm <sup>2</sup> )		3.6	3.6	3.6	3.6

Av adop/face ( $cm^2$ )		12.95	7.85	7.85	7.85
$N^{\text{barre}}/\text{face}$		4H14+6H12	10H10	10H10	10H10
$S_t$ (cm)	extrémité	8	8	8	8
	Milieu	15	15	15	15
Ah cal/face ( $cm^2$ )		1.39	1.10	0.93	0.64
Ah min/face ( $cm^2$ )		0.75	0.75	0.75	0.75
Ah adop/face ( $cm^2$ )		2.01	2.01	2.01	2.01
$N^{\text{barre}}/\text{face}/ml$		4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
$S_t$ (cm)		25	25	25	25

Tableau V 24. Ferrailage des voiles V8 (y-y 4).

**Voile V9 :**

Niveau		RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étages	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> Etages	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> Etages
L (cm)		80	80	80	80
e (cm)		20	20	20	20
M (KN.m)		122.566	2.74	77.837	43.231
N (KN)		498.483	348.381	105.592	55.312
V(KN)		63.262	63.122	52.749	31.915
$\tau_U$ Mpa		0.62	0.61	0.51	0.31
Av cal /face ( $cm^2$ )		5.30	2.56	2.01	1.09
Av min/face ( $cm^2$ )		2.4	2.4	2.4	2.4
Av adop/face ( $cm^2$ )		6.79	3.02	3.02	3.02
$N^{\text{barre}}/\text{face}$		6HA12	6HA8	6HA8	6HA8
$S_t$ (cm)	extrémité	8	8	8	8
	Milieu	12	12	12	12
Ah cal/face ( $cm^2$ )		0.96	0.95	0.79	0.48
Ah min/face ( $cm^2$ )		0.75	0.75	0.75	0.75
Ah adop/face ( $cm^2$ )		2.01	2.01	2.01	2.01
$N^{\text{barre}}/\text{face}/ml$		4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
$S_t$ (cm)		25	25	25	25

Tableau V 25. Ferrailage des voiles V9 (y-y 5).

**Voile V10 :**

Niveau		RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étages	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> Etages	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> Etages
L (cm)		135	135	135	135
e (cm)		20	20	20	20
M (KN.m)		327.341	5.839	43.555	16.378
N (KN)		1043.075	528.664	380.823	284.898
V(KN)		138.233	88.033	62.046	41.332
$\tau_U$ Mpa		0.79	0.50	0.35	0.23
Av cal /face (cm <sup>2</sup> )		9.79	3.36	2.81	1.94
Av min/face (cm <sup>2</sup> )		4.05	4.05	4.05	4.05
Av adop/face (cm <sup>2</sup> )		11.31	7.85	7.85	7.85
N <sup>barre</sup> /face		10HA12	10H10	10H10	10H10
S <sub>t</sub> (cm)	extrémité	10	10	10	10
	Milieu	18	18	18	18
Ah cal/face (cm <sup>2</sup> )		1.23	0.78	0.54	0.35
Ah min/face (cm <sup>2</sup> )		0.75	0.75	0.75	0.75
Ah adop/face (cm <sup>2</sup> )		2.01	2.01	2.01	2.01
N <sup>barre</sup> /face/ml		4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
S <sub>t</sub> (cm)		25	25	25	25

Tableau V 26. Ferrailage des voiles V10 (y-y 6).

**Voile V11 :**

Niveau		RDC et 1 <sup>er</sup> étage	2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> étages	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> Etages	6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup> Etages
L (cm)		150	150	150	150
e (cm)		20	20	20	20
M (KN.m)		412.890	212.771	122.854	86.927
N (KN)		1310.48	603.774	423.17	306.684
V(KN)		167.619	125.378	95.64	74.827
$\tau_U$ Mpa		0.86	0.65	0.49	0.38
Av cal /face (cm <sup>2</sup> )		11.87	5.67	3.74	2.69
Av min/face (cm <sup>2</sup> )		4.5	4.5	4.5	4.5

$A_v$ adop/face ( $cm^2$ )		12.95	7.85	7.85	7.85
$N^{barre}/face$		4H14+6H12	10H10	10H10	10H10
$S_t$ (cm)	extrémité	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20
$A_h$ cal/face ( $cm^2$ )		1.34	1.01	0.76	0.59
$A_h$ min/face ( $cm^2$ )		0.75	0.75	0.75	0.75
$A_h$ adop/face ( $cm^2$ )		2.01	2.01	2.01	2.01
$N^{barre}/face/ml$		4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
$S_t$ (cm)		25	25	25	25

Tableau V 27. Ferrailage des voiles V11 (y-y 7).

#### V.4.3. Exemples de schémas de ferrailage d'un voile (RDC) :

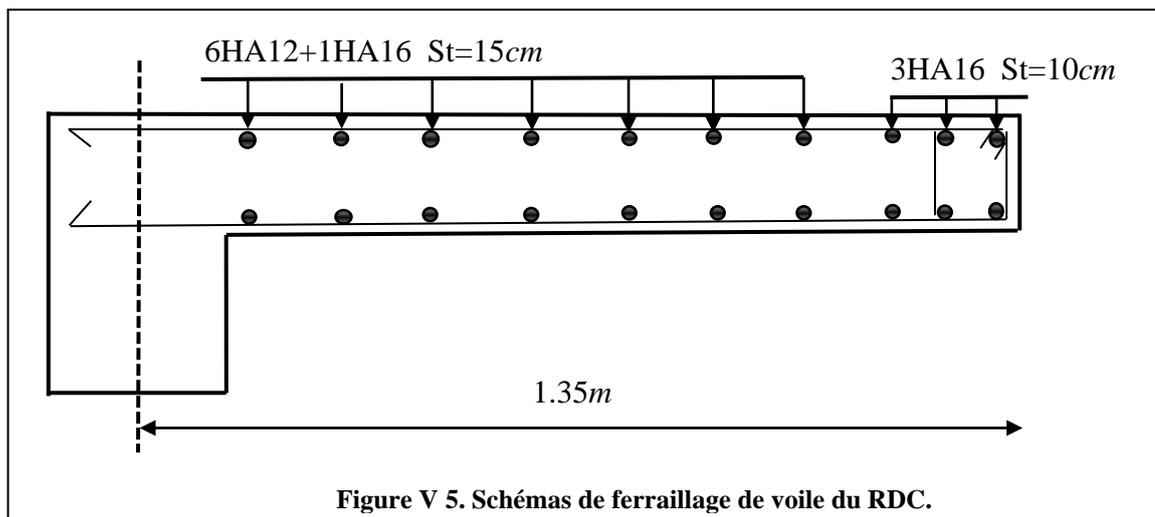


Figure V 5. Schémas de ferrailage de voile du RDC.

## V.5. CONCLUSION

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferraillements des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferraillements obtenus par deux logiciels de calcul (SAP2000 et Socotec) ainsi que le ferraillement minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes.

## VI.1. INTRODUCTION

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée qu'après l'évaluation des charges de la superstructure et les caractéristiques du sol.

Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charge et évite les tassements différentiels.

## VI.2. CHOIX DU TYPE DES FONDATIONS

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- La charge transmise au sol.
- La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

### VI.2.1. Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99** (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

### VI.2.2. Les caractéristique du sol

D'après le rapport de sol, le terrain est constitué essentiellement par une épaisse formation alluvionnaire reposée sur une assise marneuse.

Nous suggérons des fondations superficielles ancrées à partir d'une profondeur de 1m avec une contrainte admissible au sol de 2.00 *bar*.

### VI.2.3. Vérification des semelles isolées

Les poteaux de notre structure sont rectangulaire à la base de section ( $b \times h$ ) d'où les semelles sont rectangulaires ( $a \times b$ ), la vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Avec :

$N$  : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison à l'ELU obtenu par le SAP 2000 version 14.2.2

$S$  : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol

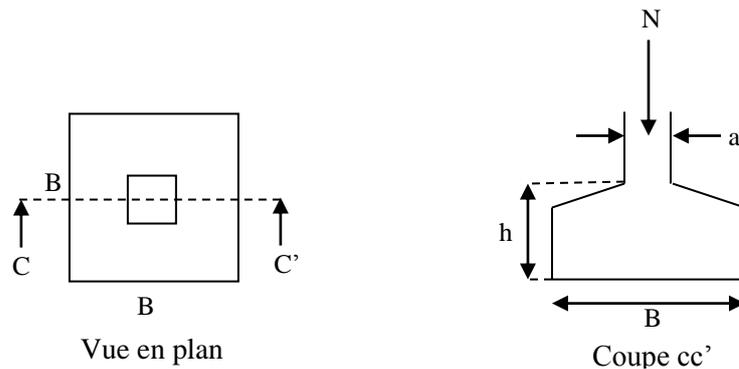


Figure VI 1. Schéma d'une semelle isolée.

Pour cette vérification le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre :  $N = 2173.751 \text{ KN}$ .

$$A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

On a une semelle et un poteau homothétique :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.55}{0.50} \times \frac{2173.751 \times 10^{-3}}{0.2}} = 3.45 \text{ m}$$

D'après le résultat, On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

### VI.2.4. Vérification des semelles filantes

On Choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 4 poteaux.

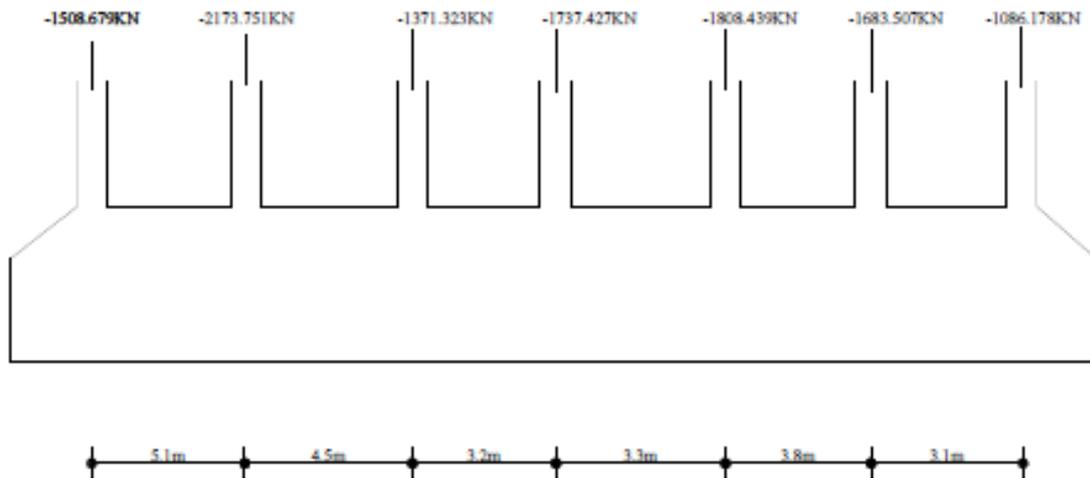


Figure VI 2. Semelle filante.

La vérification à faire est :  $\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$

Avec :

$N_i$  : l'effort normal provenant du poteau « i ».

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

Pour cette vérification, on choisit le portique le plus sollicité dans notre structure

$$N = \sum N_i = 11325.407 \text{ KN}$$

$$L = 24 \text{ m}$$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{11325.407 \times 10^3}{0.2 \times 24} = 2.36 \text{ m} \quad \text{On prend } B = 2.5 \text{ m}$$

On a la largeur de notre semelle égale à 2.36 m, donc le choix des semelles filantes convient pour notre cas sachant que l'entre axe entre le portique ci-dessus et ses adjacents est de 3.3 m, donc on adopte pour les semelles filantes.

**VI.2.5. Calcul de la hauteur de la semelle**

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5cm \Rightarrow h \geq \frac{2.5-0.50}{4} + 0.05 \Rightarrow h \geq 0.55m$$

On opte pour  $h = 60cm$

**VI.2.6. Vérification au poinçonnement**

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_c 28}{1.5} \quad \text{CBA (Article A 5.2.4.2)}$$

$$U_c = (a+b+2 \times h) \times 2 \Rightarrow U_c = (0.55+0.50+2 \times 0.60) \times 2 \Rightarrow U_c = 4.5m$$

$$Q_u \leq 0.045 \times 4.5 \times 0.6 \times \frac{25}{1.5} = 2025KN \leq 2173.751KN \quad \dots\dots\dots \text{Pas vérifiée.}$$

On augmente la hauteur de la semelle filante  $h = 65 cm$

$$h = 65cm \Rightarrow U_c = 4.7m \Rightarrow Q_u = 2291.25KN \geq 2173.751KN \quad \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

**VI.2.7. Vérification de la contrainte du sol**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x,y)$$

$$\text{On a } I_x = 31.25m^4 \quad I_y = 2880.00m^4 \quad X_G = 12m \quad Y_G = 1.25m$$

**Sens X-X**

$$N_x = 11325.407KN \quad M_x = 66.76KN.m$$

$$\sigma_{\max} = \frac{11325.407}{60} + \frac{66.76}{31.25} \times 1.25 \Rightarrow \sigma_x = 0.191MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{11325.407}{60} - \frac{66.76}{31.25} \times 1.25 \Rightarrow \sigma_x = 0.186MPa$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.191 + 0.186}{4} = 0.189MPa \leq \sigma_{sol} = 0.2MPa \quad \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

**Sens Y-Y :**

$$N_y = 11325.407KN \quad M_y = 268.48KN.m$$

$$\sigma_{\max} = \frac{11325.407}{60} + \frac{268.48}{2880} \times 12 \Rightarrow \sigma_y = 0.189MPa$$

$$\sigma_{\max} = \frac{11325.407}{60} - \frac{268.48}{2880} \times 12 \Rightarrow \sigma_y = 0.187 \text{MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.189 + 0.187}{4} = 0.188 \text{MPa} < \sigma_{sol} = 0.2 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

### VI.2.8. Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le RPA99 (article 10.1.5) on doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

- Dans le sens X-X  $e = \frac{66.76}{11325.407} \leq \frac{24}{4} \Rightarrow 0.0058 \text{m} \leq 6.00 \text{m} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$

- Dans le sens Y-Y  $e = \frac{268.48}{11325.407} \leq \frac{2.5}{4} \Rightarrow 0.0237 \text{m} \leq 0.625 \text{m} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

### VI.2.9. Vérification de la poussé hydrostatique

Il faut assurer que :  $N \geq F_s \times H \times S_s \times \gamma_w$

$F_s$  : coefficient de sécurité ( $F_s = 1.5$ ).

$S_s$  : Surface de la semelle =  $60 \text{m}^2$

$\gamma_w = 10 \text{KN/m}^3$  (poids volumique)

$H$  : la hauteur d'ancrage de la semelle ( $H = 1.50 \text{m}$ ).

$$N = 11325.407 \text{KN} > 1.5 \times 1.5 \times 60 \times 10 = 1350.00 \text{KN} \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

### VI.2.10. Ferrailage :

#### a- Principale :

$$A_s = \frac{N \times (B - b)}{8 \times d \times S_{st}} = \frac{11.325407 \times (2.5 - 0.50)}{8 \times 0.57 \times 400} = 124.18 \text{cm}^2$$

#### b- Secondaire :

Puisque il existe une poutre de rigidité dans ce sens qui reprend les différents  $N_i$  donc on

met seulement des aciers de construction  $A_r = \frac{A_s}{3} = 41.4 \text{cm}^2$

$$\text{Soit : } \begin{cases} A_s = 62 \text{HA16} = 124.59 \text{cm}^2 \Rightarrow St = 36 \text{cm} \\ A_r = 14 \text{HA20} = 43.96 \text{cm}^2 \Rightarrow St = 14 \text{cm} \end{cases}$$

### VI.2.11. Calcul de la poutre de rigidité

- Dimensionnement :

$L$  : entre-axe max entre deux poteaux

$$L = 5.1m \Rightarrow \frac{L}{9} \leq h_{poutre} \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 56.66cm \leq h_{poutre} \leq 85cm$$

On prend  $h = 60\text{ cm}$  ;  $b = 60\text{ cm}$ .

- Calcul de chargement sur la poutre de rigidité :

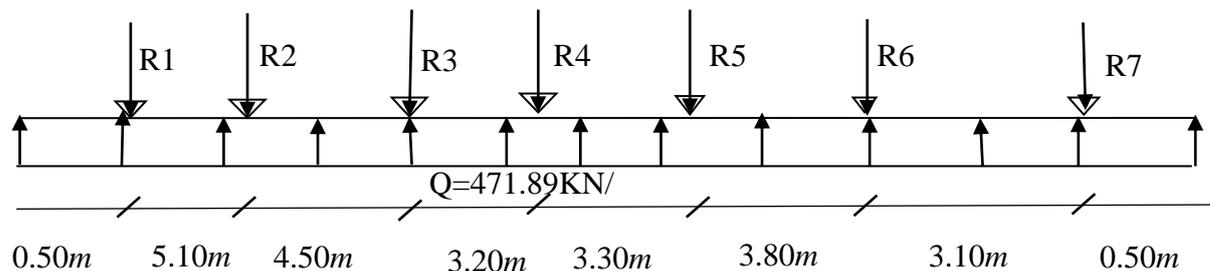


Figure VI 3. Schéma statique de la poutre de rigidité.

$$Q_u = \frac{\sum N_u}{L} = \frac{11325.407}{24} = 471.89\text{KN} / m$$

$$Q_s = \frac{\sum N_s}{L} = \frac{8261.936}{24} = 344.25\text{KN} / m$$

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre continue renversée. Les sollicitations maximales sont calculées par la méthode de Caquot. Le ferrailage se fait à la flexion simple. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

		M (KN.m)	A <sub>calc</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
Sens x-x	Travée	215.77	11.13	4.2	3T20+2T14
	Appui	-243.12	12.61	4.2	3T20+2T16

Tableau VI 1. Ferrailage de la poutre de rigidité.

$$\text{Condition de non fragilité } A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \left( \frac{f_{c28}}{f_e} \right) = 4.2 \text{ cm}^2$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left( 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{388.58 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.58} = 1.12 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

### A l'ELS

- **État limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times Y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Les contraintes dans l'acier :**

$$\bar{\sigma}_s \leq \min \left( \frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser} \times (d - Y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)
travée	157.41	16.17	412636.96	6.16	15	239.35	201.63
appui	-177.36	16.70	437016.36	6.77	15	251.42	201.63

Tableau VI 2. Résumé des résultats (vérification des contraintes).

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on redimensionne à l'ELS :

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \times \left( 1 - \frac{\alpha}{3} \right) \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90 \times \beta \times \frac{1 - \alpha}{3 - \alpha}} \rightarrow \alpha \in [0,1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}}$$

Après avoir fait les itérations on trouve les résultats suivant :

Localisation	$M_{ser}$ ( $KN.m$ )	$\beta$	$\alpha$	$A_s$ ( $cm^2$ )	$A_{adp}$ ( $cm^2$ )	Choix par (m)	$\sigma_{bc}$ ( $MPa$ )	$\sigma_s$ ( $MPa$ )
Travée	157.41	$3.86 \times 10^{-3}$	0.30	14.95	15.45	3HA20+3HA16	5.7	195.51
Appuis	-177.36	$4.35 \times 10^{-3}$	0.31	16.91	18.85	6HA20	5.98	182.31

Tableau VI 3. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

### VI.2.12. Armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{53}; \frac{b}{10}; 16\right) mm \Rightarrow \Phi_t \leq (17.14; 60; 16) mm$$

$$\Phi_t \leq 16 mm$$

$$\text{Soit } \Phi_t = 12 mm$$

### VI.2.13. Espacement des aciers transversaux

$$\text{Soit } A_t = 4HA12 \Rightarrow 4.52 cm^2$$

$$1) S_t \leq \min(0.9d; 40 cm) \Rightarrow S_t \leq \min(52.2; 40) \Rightarrow S_t \leq 40 cm$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{4.52 \times 10^{-3} \times 400}{0.4 \times 0.6} = 75.33 cm$$

$$3) S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = \frac{0.8 \times 4.52 \times 10^{-4} \times 400}{0.6 \times (1.12 - 0.3 \times 2.1)} = 49.19 cm$$

$$\text{Soit } S_t = 30 cm$$

### VI.2.14. Armature de peau

Comme la poutre a une hauteur de 60 cm le BAEL préconise de mettre des armatures de peau de section  $A_p = 3 cm^2/ml$  de Hauteur, comme  $h = 60 cm$  donc :

$$A_p = 3 \times 0.65 = 1.95 cm^2 \text{ Soit } 2HA12 = 2.26 cm^2 / \text{ face}$$

VI.2.15. Le schéma de ferrailage :

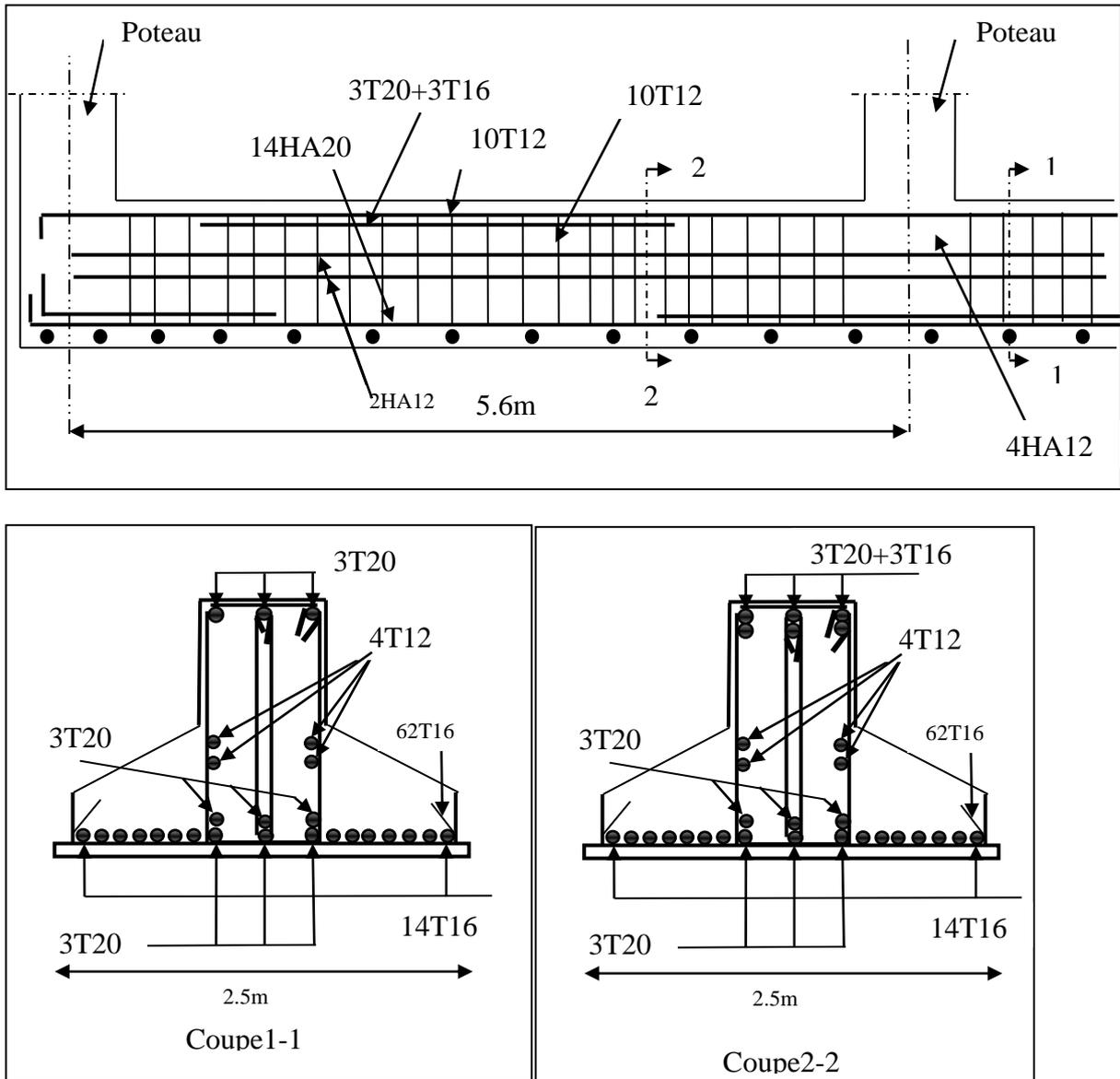


Figure VI 4. Schémas de ferrailage de la semelle filante.

## CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude est une occasion à l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation, cette expérience nous a permis aussi d'acquérir des connaissances sur les méthodes de calcul et d'études des structures, l'application des règlements tels que : RPA (99/version 2003), BAEL 91, CBA93, DTR et la pratique des logiciels Comme : SAP2000, autocad ...etc.

Par ailleurs, cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.
- L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.
- La disposition et les dimensions des voiles jouent un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable, la vérification de cette dernière nous a conduits à une augmentation des sections des poteaux estimées par le pré dimensionnement.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds, nous a permis de vérifier que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

Le ferrailage de tous les éléments de notre structure est effectué dans les soucis de garantir à l'ouvrage une bonne résistance et de faciliter l'exécution sur chantier.

Et enfin nous espérons que cette modeste étude sera comme une référence qui contient un minimum d'informations utile pour faciliter les études des futures promotions.

## Bibliographie

- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau II 1. Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible. ....	8
Tableau II 2. Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible (corps creux)..	9
Tableau II 3. Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant.....	9
Tableau II 4. Evaluation des charges dans les planchers à dalles pleines.....	11
Tableau II 5. Evaluation des charges dans les balcons (dalle pleine). ....	12
Tableau II 6. Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible dalle plein. ...	12
Tableau II 7. Evaluation des charges dans les murs extérieurs. ....	13
Tableau II 8. Evaluation des charges de l'acrotère. ....	14
Tableau II 9. Evaluation des charges sur les escaliers (palier).....	16
Tableau II 10. Evaluation des charges sur les escaliers. (Volée). ....	17
Tableau II 11. Descente des charges P3. ....	24
Tableau II 12. Vérification a la compression simple.....	25
Tableau II 13. Vérification au flambement. ....	27
Tableau III 1. Les différents types de poutrelles. ....	34
Tableau III 2. Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles. ....	35
Tableau III 3. Sollicitations à l'ELU des poutrelles de terrasse inaccessible (type 1). ....	39
Tableau III 4. Sollicitations à l'ELS des poutrelles de terrasse inaccessible (type 1). ....	39
Tableau III 5. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 1). ...	39
Tableau III 6. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 1). ....	39
Tableau III 7. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 2). ...	40
Tableau III 8. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 2). ....	40
Tableau III 9. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 2). .....	40
Tableau III 10. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 2). .....	40
Tableau III 11. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 3). .	41
Tableau III 12. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 3)...	41
Tableau III 13. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 3). .....	41
Tableau III 14. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 3). .....	42
Tableau III 15. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 5). .	42
Tableau III 16. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 5)...	42
Tableau III 17. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 7). .....	43
Tableau III 18. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 7). .....	43
Tableau III 19. Sollicitations à l'ELU des poutrelles de terrasse inaccessible (type 6). ....	49
Tableau III 20. Sollicitations à l'ELS des poutrelles de terrasse inaccessible (type 6). ....	49

Tableau III 21. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 6) .	49
Tableau III 22. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 6)...	49
Tableau III 23. Sollicitations à l'ELU des poutrelles de terrasse inaccessible (type 4). .....	50
Tableau III 24. Sollicitations à l'ELS des poutrelles de terrasse inaccessible (type 4).....	50
Tableau III 25. Sollicitations à l'ELU des poutrelles d'étage courant (type 4).....	51
Tableau III 26. Sollicitations à l'ELS des poutrelles d'étage courant (type 4). .....	51
Tableau III 27. Sollicitations maximales aux états limite des différents types de poutrelles de chaque niveau. ....	52
Tableau III 28. Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux.....	52
Tableau III 29. Calcul des armatures principales. ....	57
Tableau III 30. Vérification de Cisaillement et l'effort tranchant à l'E L U.....	59
Tableau III 31. Vérification des contraintes à l'E L S. ....	61
Tableau III 32. Vérification des états limitent de déformation. ....	66
Tableau III 33. Schéma de ferrailage des poutrelles. ....	67
Tableau III 34. Combinaison d'action.....	68
Tableau III 35. Résultat de ferrailage de l'escalier. ....	70
Tableau III 36. Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	72
Tableau III 37. Vérification de la flèche à l'E L S. ....	73
Tableau III 38. Calcul d'armature d'escalier.....	75
Tableau III 39. Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	77
Tableau III 40. Ferrailage de la dalle en console (type 1).....	79
Tableau III 41. Ferrailage de dalle sur 2 appuis.....	81
Tableau III 42. Résultats de calcul des contraintes de béton et d'acier.....	82
Tableau III 43. Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis. ....	85
Tableau III 44. Résultats de calcul des contraintes de béton et d'acier.....	87
Tableau III 45. Armatures longitudinales de la poutre de chaînage.....	90
Tableau III 46. Évaluation des charges du plancher de la salle de machine. ....	93
Tableau III 47. Résultats des calculs des armatures.....	94
Tableau III 48. Résultats des calculs des armatures.....	98
Tableau III 49. Combinaison d'action.....	103
Tableau IV 1. Valeurs des pénalités $P_q$ .....	111
Tableau IV 2. Période de vibration et taux de participation massique.....	118
Tableau IV 3. Vérification de l'interaction sous charges verticale. ....	119
Tableau IV 4. Vérification de l'interaction sous charges horizontales. ....	119
Tableau IV 5. Vérification de l'effort tranchant à la base.....	120
Tableau IV 6. Vérification de l'effort normal réduit.....	121
Tableau IV 7. Vérification des déplacements de la structure.....	122
Tableau IV 8. Vérification à L'effet $P-\Delta$ . ....	123
Tableau V 1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigées par le RPA .....	126
Tableau V 2. Sollicitations dans les poteaux.....	127
Tableau V 3. Armatures longitudinales des poteaux.....	128

Tableau V 4. Armatures transversales des poteaux.....	130
Tableau V 5. Vérification du flambement des poteaux.....	131
Tableau V 6. Vérification des contraintes dans le béton.....	132
Tableau V 7. Vérification des contraintes tangentielles.....	133
Tableau V 8. Ferrailage des sections des poteaux.....	134
Tableau V 9. Armatures longitudinales des poutres.....	138
Tableau V 10. Vérification de l'effort tranchant.....	140
Tableau V 11. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	140
Tableau V 12. Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS.....	141
Tableau V 13. Moment résistant dans les poteaux.....	144
Tableau V 14. Moment résistant dans les poutres.....	144
Tableau V 15. Vérification de la zone nodale.....	145
Tableau V 16 . Ferrailage des sections des poutres.....	147
Tableau V 17. Ferrailage des voiles V1 (x-x 1).....	150
Tableau V 18. Ferrailage des voiles V2 (x-x 2).....	151
Tableau V 19. Ferrailage des voiles V3 (x-x 3).....	151
Tableau V 20. Ferrailage des voiles V4 (x-x 4).....	152
Tableau V 21. Ferrailage des voiles V5 (y-y 1).....	153
Tableau V 22. Ferrailage des voiles V6 (y-y 2).....	153
Tableau V 23. Ferrailage des voiles V7 (y-y 3).....	154
Tableau V 24. Ferrailage des voiles V8 (y-y 4).....	155
Tableau V 25. Ferrailage des voiles V9 (y-y 5).....	155
Tableau V 26. Ferrailage des voiles V10 (y-y 6).....	156
Tableau V 27. Ferrailage des voiles V11 (y-y 7).....	157
Tableau VI 1. Ferrailage de la poutre de rigidité.....	164
Tableau VI 2. Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	165
Tableau VI 3. Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.....	166

## LISTE DES FIGURES

Figure I 1. Plan de situation. ....	2
Figure II 1. Les planchers corps creux. ....	6
Figure II 2. Schéma d'une poutrelle. ....	7
Figure II 3. Disposition des poutrelles. ....	8
Figure II 4. Plancher étage courant. ....	9
Figure II 5. Panneau sur 1 appui. ....	10
Figure II 6. Panneau sur 2 appuis. ....	11
Figure II 7. Panneau sur 3 appuis. ....	11
Figure II 8. Coupe de l'acrotère. ....	13
Figure II 9. Schéma terminologie d'escalier. ....	14
Figure II 10. Schéma statique d'un escalier à deux volées. ....	15
Figure II 11. Hauteur libre d'étage. ....	19
Figure II 12. Vue en plan d'un voile. ....	20
Figure II 13. Schéma statique de la décente de charge. ....	21
Figure II 14. La surface afférente Pour le P3. ....	22
Figure III 1. Schéma statique de la poutrelle. ....	31
Figure III 2. Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées. ....	31
Figure III 3. Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées. ....	32
Figure III 4. Schéma statique de la poutrelle. ....	32
Figure III 5. Schéma statique de la poutrelle type 1. ....	35
Figure III 6. Schéma statique de la poutrelle type 2. ....	39
Figure III 7. Schéma statique de la poutrelle type 3. ....	41
Figure III 8. Schéma statique de la poutrelle type 5. ....	42
Figure III 9. Schéma statique de la poutrelle type 7. ....	42
Figure III 10. Schéma statique de la poutrelle type 6. ....	43
Figure III 11. Schéma statique de la poutrelle type 4. ....	50
Figure III 12. Schéma statique de la poutrelle en T. ....	53
Figure III 13. Schéma de ferrailage de la dalle de compression. ....	67
Figure III 14. Vue en plan de l'escalier à 2 volées. ....	68
Figure III 15. Schéma statique de l'escalier. ....	68
Figure III 16. Schéma statique. ....	68
Figure III 17. Section à ferrailée. ....	70
Figure III 18. schéma de ferrailage de l'escalier. ....	74
Figure III 19. Schéma statique de la poutre palière. ....	74
Figure III 20. Panneau sur 1 seul appui. ....	78
Figure III 21. Schéma de ferrailage de la poutre palière. ....	78
Figure III 22. schéma statique de la dalle (type1). ....	79
Figure III 23. Schéma de ferrailage de la dalle en console (type1). ....	81

Figure III 24. Panneau sur 2 appuis.....	81
Figure III 25. Schéma de ferrailage de balcon (type2).....	84
Figure III 26. Panneau sur 3 appuis.....	84
Figure III 27. Schéma de ferrailage de la dalle (type3).....	89
Figure III 28. Schéma statique de la poutre de chainage. ....	89
Figure III 29. Schéma de ferrailage de la poutre de chainage.....	92
Figure III 30. Cage d'ascenseur. ....	93
Figure III 31. Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur. ....	97
Figure III 32. Schéma représentant la surface d'impacte. ....	97
Figure III 33. Schéma de ferrailage de la dalle du local machine. ....	101
Figure III 34. L'acrotère. ....	102
Figure III 35. Schéma statique de l'acrotère. ....	102
Figure III 36. Section à ferrillée. ....	104
Figure III 37. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	108
Figure IV 1. Spectre de réponse. ....	114
Figure IV 2. Disposition des voiles. ....	115
Figure IV 3. 1 <sup>er</sup> mode de déformation (translation suivant x-x).....	116
Figure IV 4. 2 <sup>ème</sup> mode de déformation (translation suivant y-y). ....	116
Figure IV 5. 3 <sup>ème</sup> mode de déformation (torsion au tour de z-z).....	117
Figure V 1. Section d'un poteau.....	132
Figure V 2. Schémas de ferrailage du poteau circulaire. ....	136
Figure V 3. Les moments sur la zone nodale. ....	143
Figure V 4. Disposition constructive des armateurs dans les poutres. ....	145
Figure V 5. Schémas de ferrailage de voile du RDC. ....	157
Figure VI 1. Schéma d'une semelle isolée. ....	160
Figure VI 2. Semelle filante. ....	161
Figure VI 3. Schéma statique de la poutre de rigidité. ....	164
Figure VI 4. Schémas de ferrailage de la semelle filante.....	167

## Annexe 1

### DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

**Tableau des Armatures**  
(en  $cm^2$ )

<b>Φ</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
<b>19</b>	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
<b>20</b>	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

## Annexe 2

TAB. 6.4 – Valeurs de  $M_1$  ( $M_2$ ) pour  $\rho = 1$

$U/l_y$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
$V/l_y$											
0.0	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
0.2	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.073	0.064	0.058
0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057
0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
0.6	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.04
1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03

NOTA : Pour avoir les valeurs de  $M_2$  ; il suffit de permuter U et V.

*INTRODUCTION*  
*GENERALE*

# *CHAPITRE I*

# *CHAPITRE II*

# *CHAPITRE III*

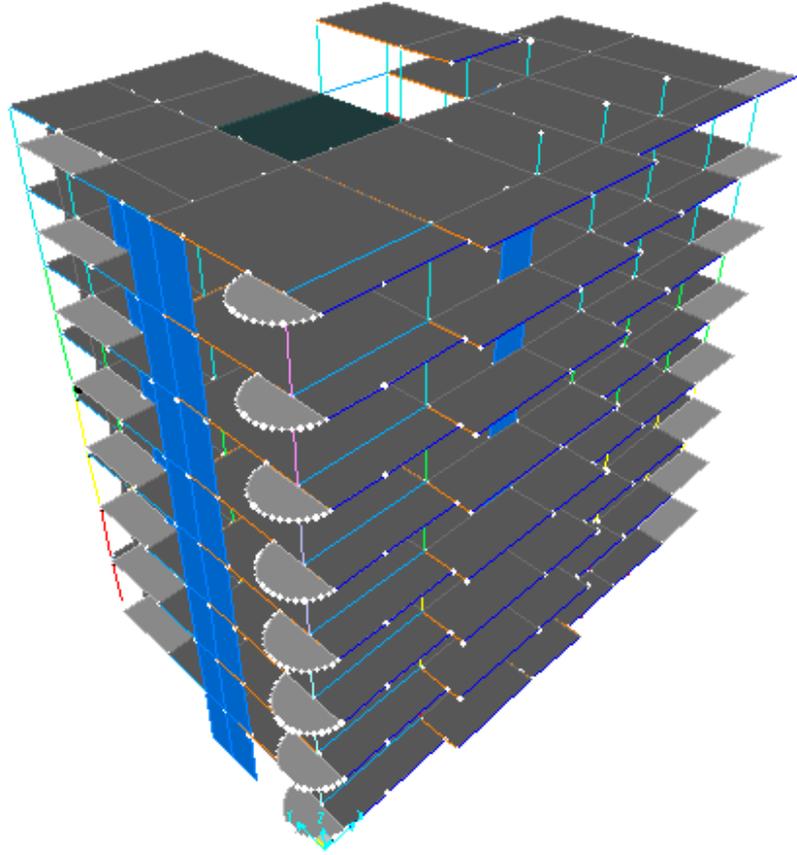
# *CHAPITRE IV*

# *CHAPITRE V*

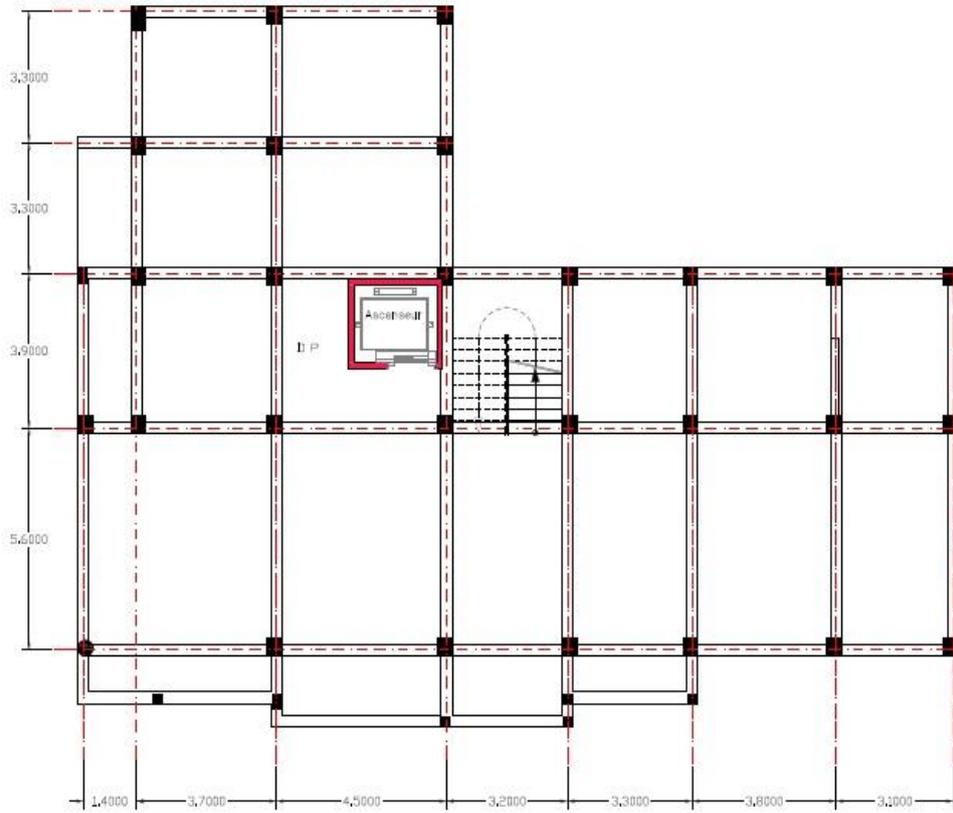
# *CHAPITRE VI*

*CONCLUSION*  
*GENERALE*

# *ANNEXES*

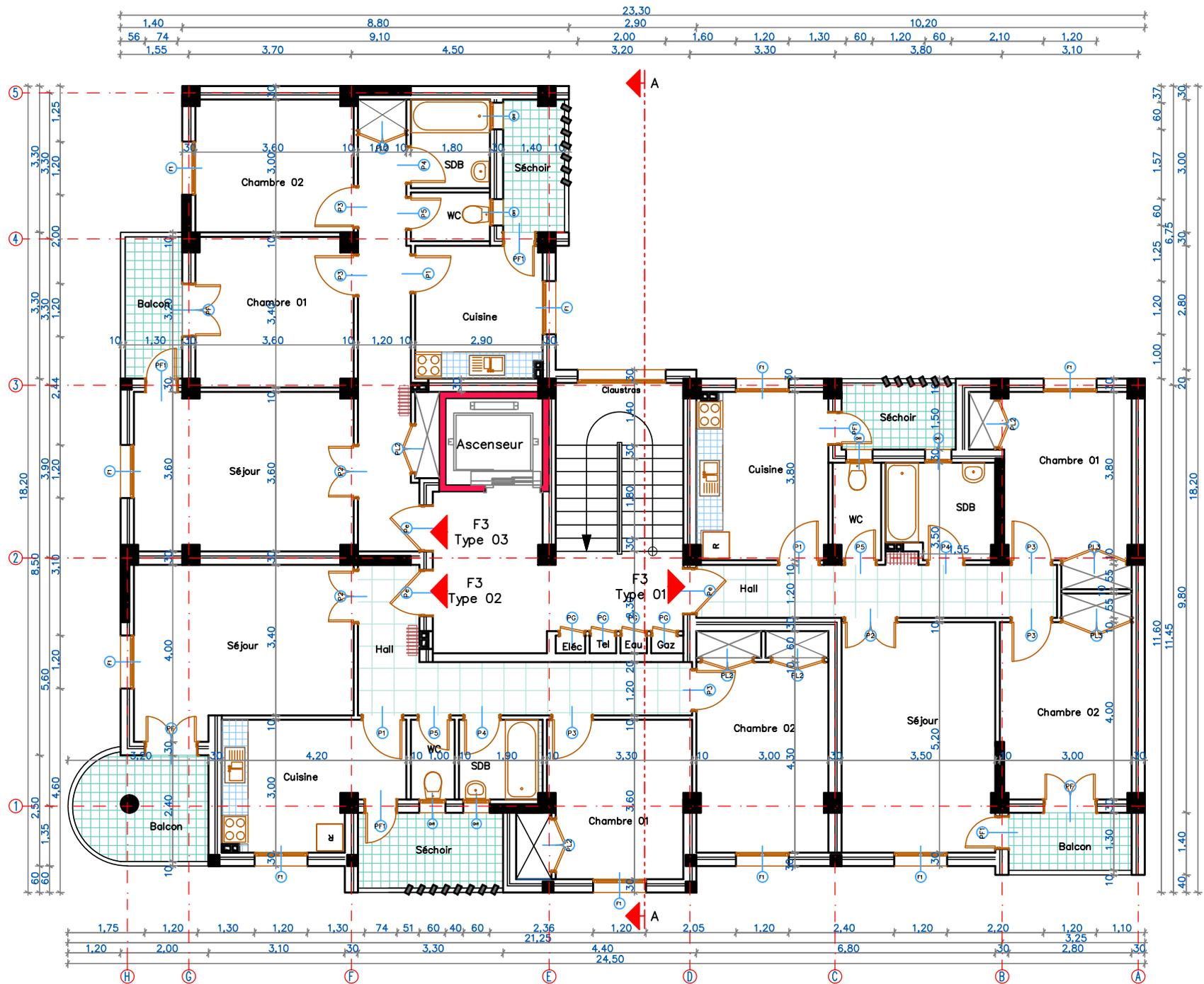


**Vue 3D de la structure étudiée.**

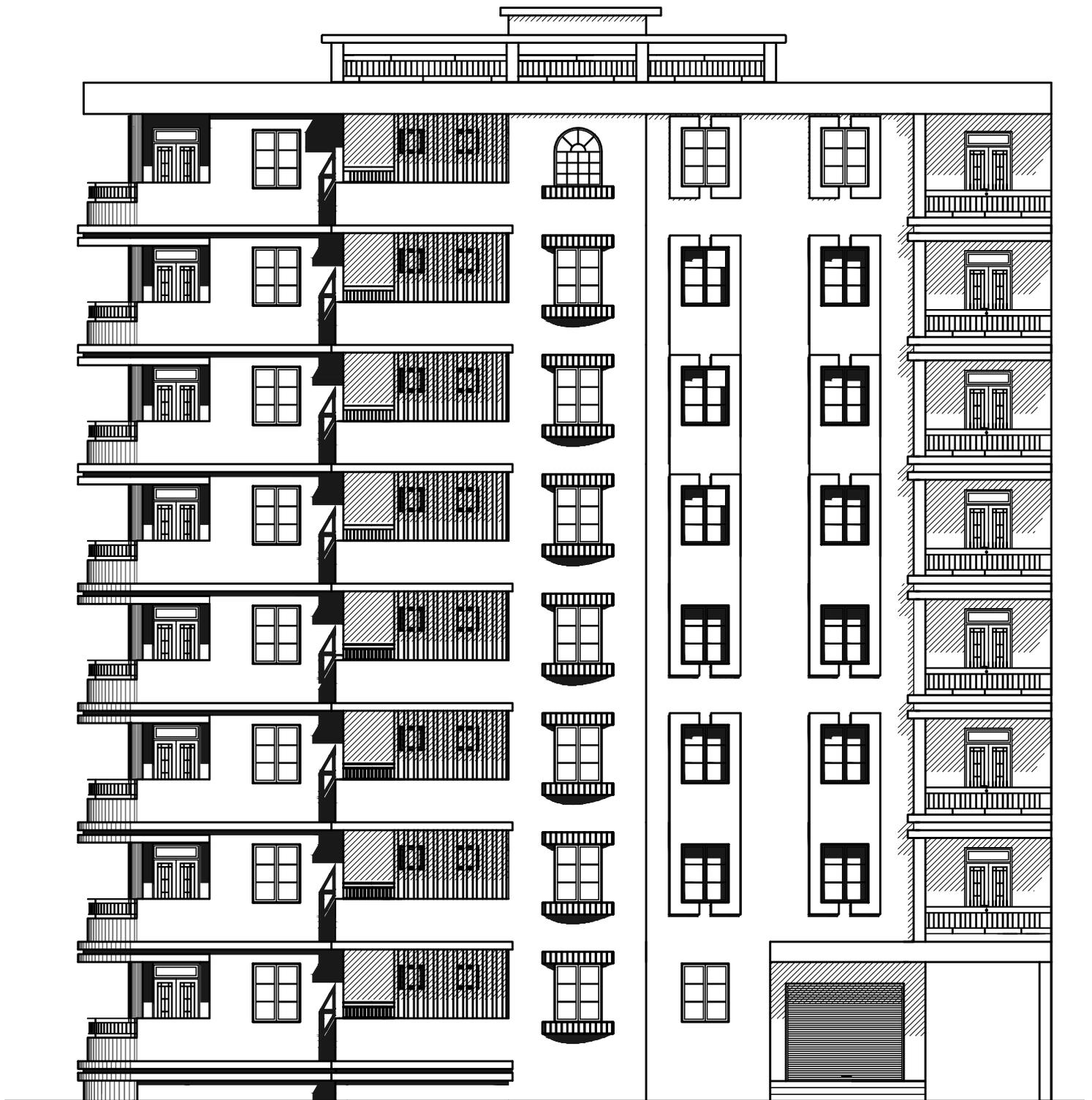


**Plan de fondation**

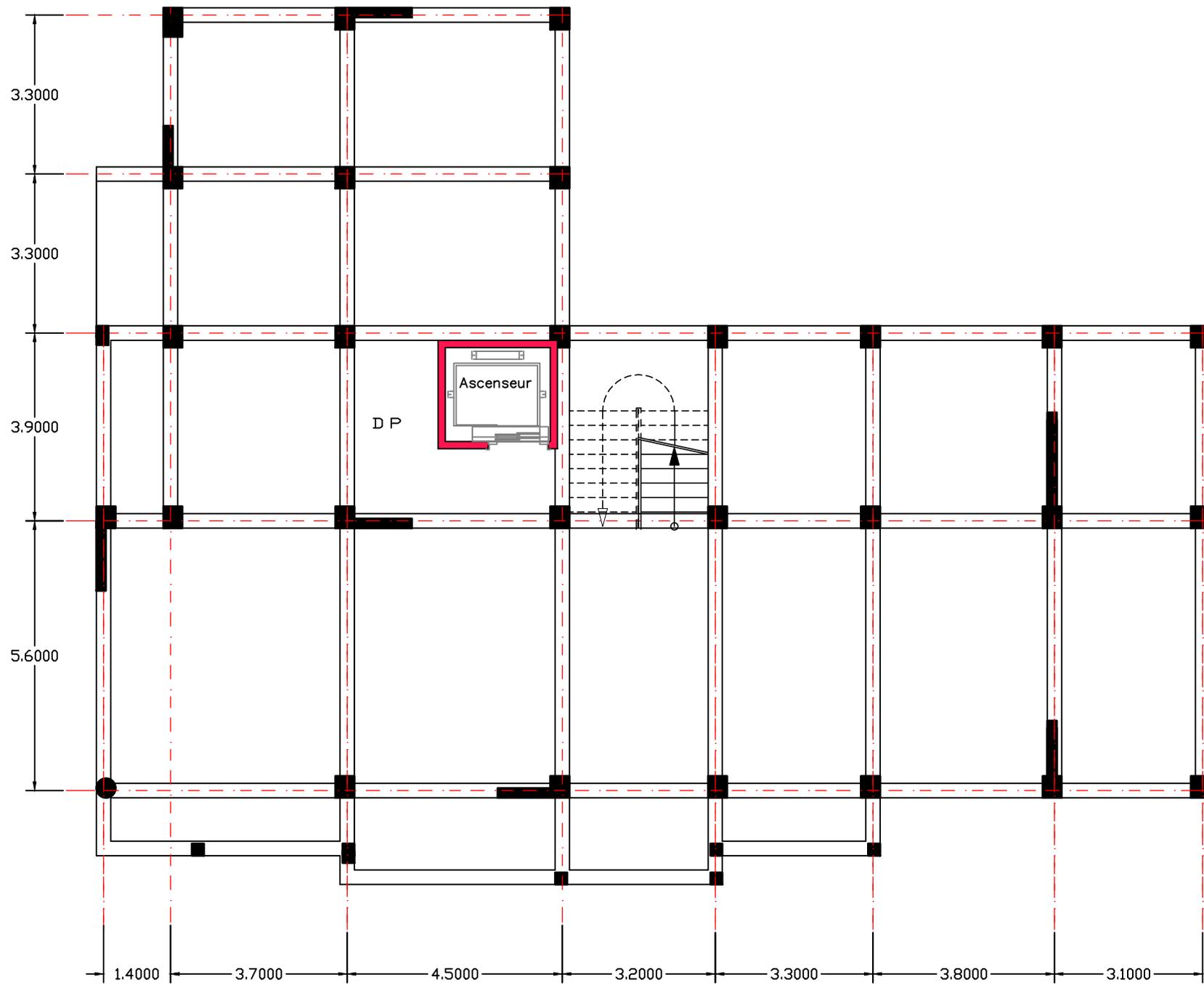
# *BIBLIOGRAPHIE*



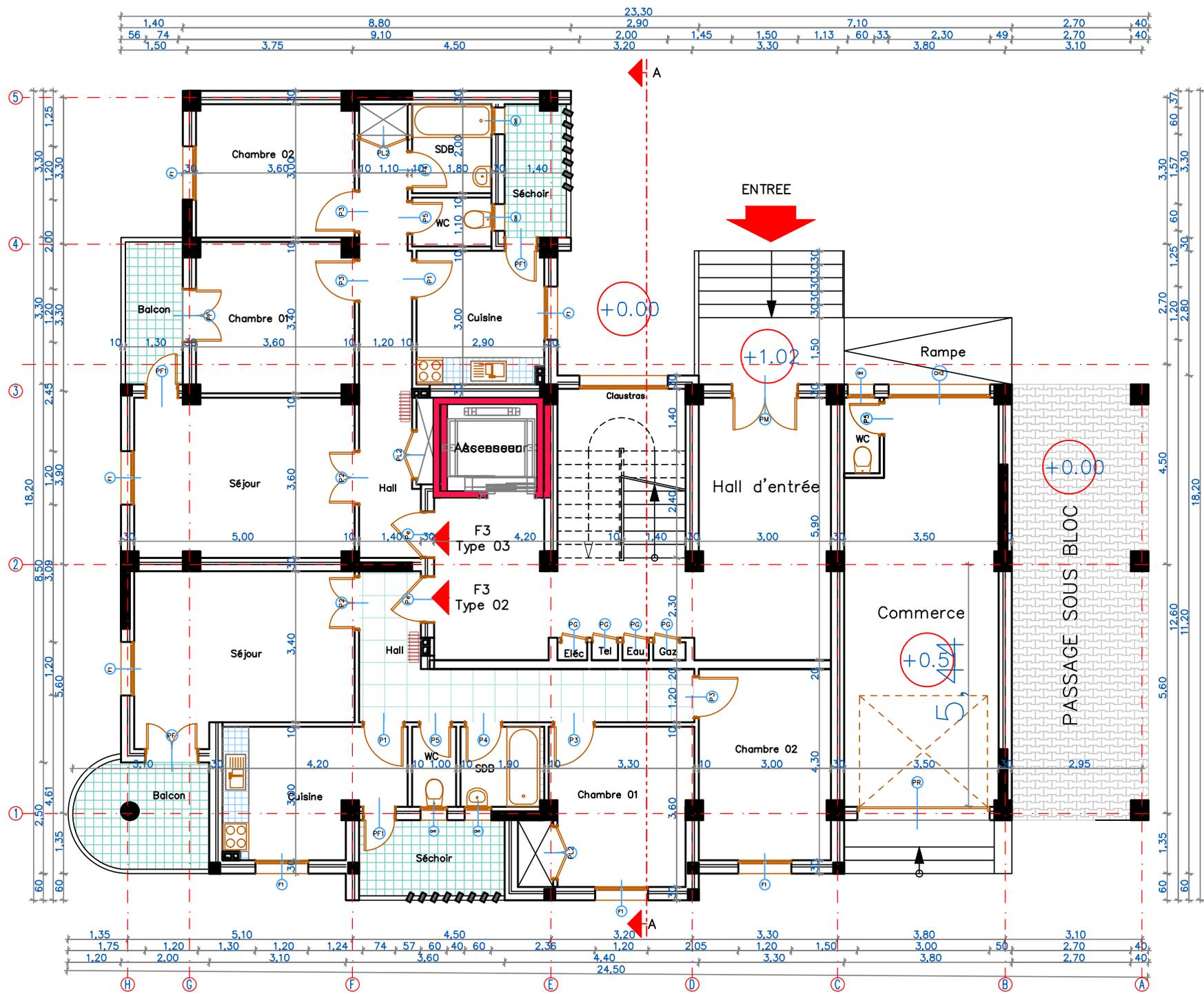
PLAN Etages Courants 01 à 07



Façade Principale



PLAN DE FONDATIONS



PLAN RDC





## *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail*

*À mes très chers parents qui ont tant donné pour me voir  
réussir.*

*À mes très chers frères et sœurs*

*Surtout mon petit frère yanis et à toute la  
Famille AFRA.*

*À mon ami YANIS, et à mon binôme HALIM, et à tous mes  
amis (es) sans aucune exception.*

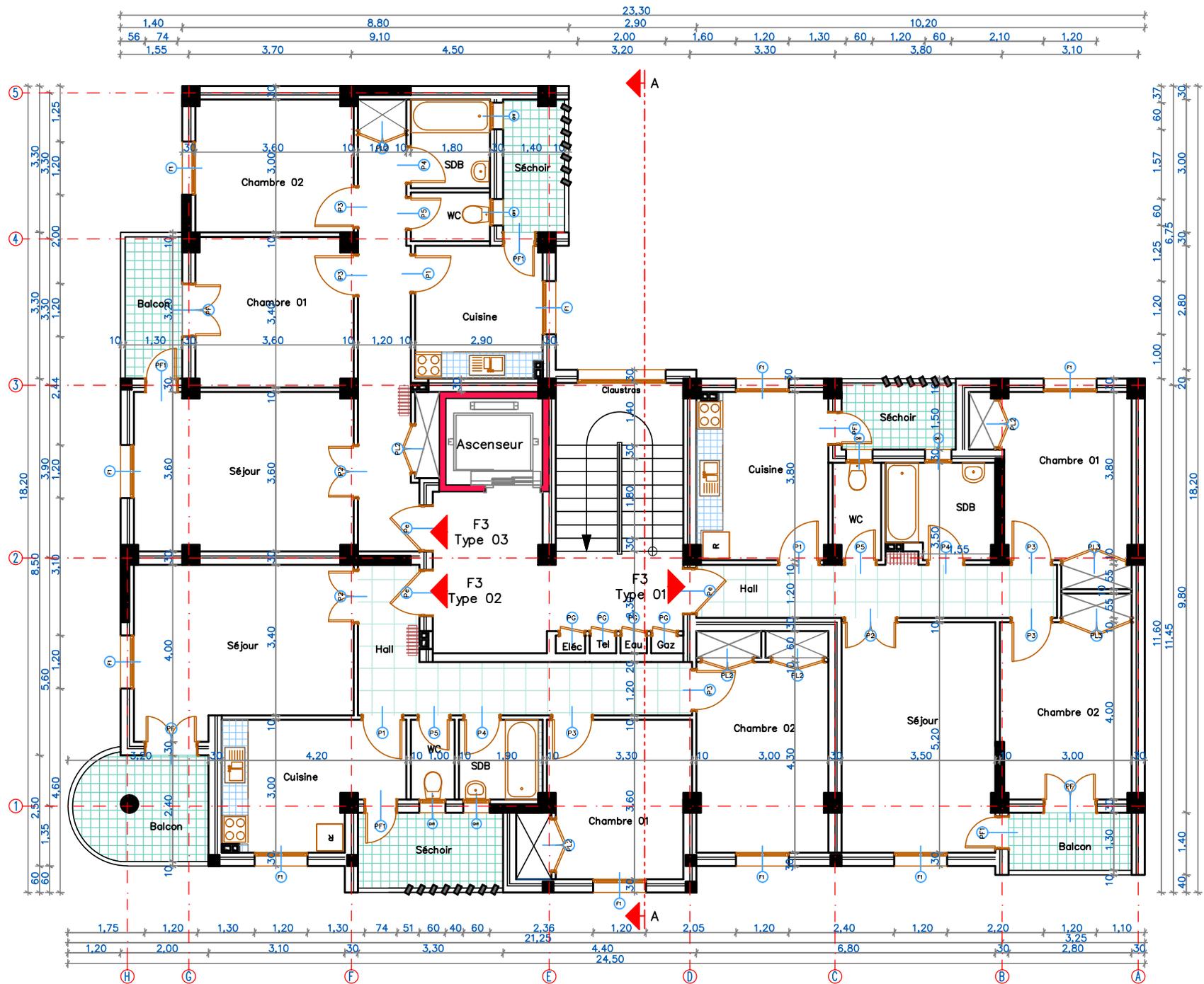
*Notamment ; mounir, nesrine, lydia, biba, ghiles*

*À ma moitié qui a su me soutenir (bouchra)*

*Et à toute la promotion génie civil.*

*HAMZA*

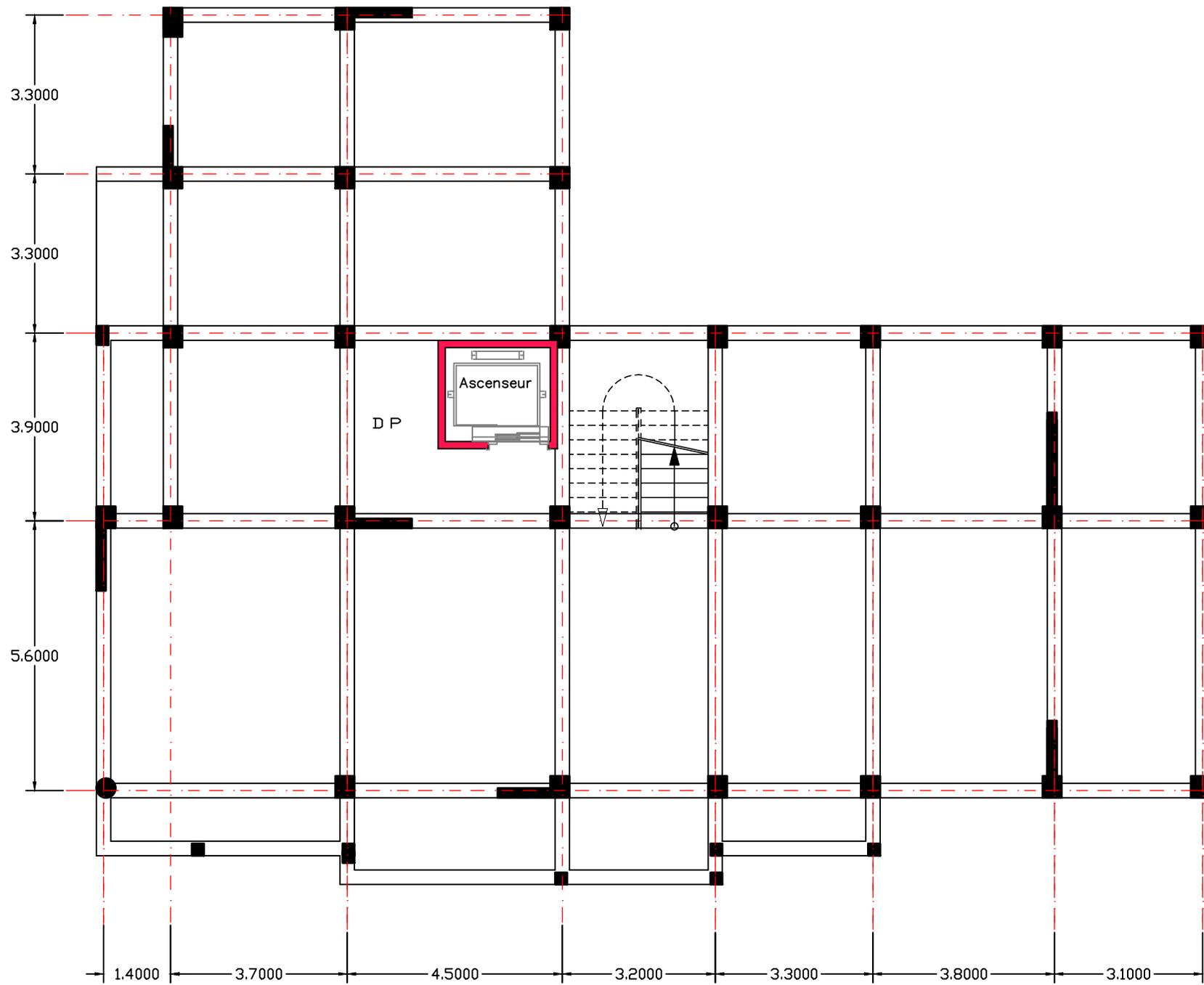




PLAN Etages Courants 01 à 07



Façade Principale



PLAN DE FONDATIONS



