



جامعة بجاية  
Tasdawit n'Bgayet  
Université de Béjaïa

*République Algérienne Démocratique et Populaire*

*Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de la Recherche Scientifique*

*Université Abderrahmane MIRA- Bejaia*

*Faculté de Technologie*

*Département de Génie Civil*

## **Mémoire de fin de cycle**

*En Vue d'Obtention du Diplôme master en génie civil*

*Option : structures*

### **Thème:**

*Etude d'un bâtiment en béton armé ( $R+7$ ) à usage  
Habitation et commerce*

*Contreventé par un système mixte*

*(voiles-portiques)*

**Réalisé par :**

**BOUGHIDEN Zakia**

**MAOUCHE Yousra**

**Promoteur :**

**Mr N. OUDNI**

**Membres de jury:**

**Mr KERN OU Nassim**

**Mr BOUROUBA Abdelhalim**

**Promotion 2019/2020**

## Remerciement

D'abord, nous remercions **ALLAH** de tout puissant afin de nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce projet de fin d'étude.

Nous tenons à remercier nos familles pour leurs sacrifices et encouragements durant tous le parcours des études, sans oublier notre encadreur **Mr N.OUDNI** pour sa générosité, sa patience, et ses précieux conseils pour l'établissement de ce travail.

Nous tenons à remercier également l'ensemble des enseignants du département **GINIE CIVIL** pour leurs rôles important dans notre formation, et aussi nous remercions les membres de jury qui m'ont honoré de leur présence.

En fin, nous remercions tous nos amis pour leurs soutiens, et ceux qui ont contribué de près ou loin pour achever ce modeste travail.

## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à : mes très chers parents, pour le sacrifice tout au long de ma vie ; toute ma grande famille ; mon frère ; mes sœurs ; tous les amis sans exception ; tout la promotion 2019/2020 (structure des matériaux) ; et à tous ceux qui ont été à mon côté dans les tout les moments.*

*M. YOUSRA*

*Dédicace*

Je dédie ce travail :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles

De ce long chemin.

A toutes personnes qui ma aider à poursuivre mes études

A ceux qui m'a collaboré dans la réalisation de ce mémoire

Enfin, à tous ce qui sont très chers.

**B.ZAKIA**

# Sommaire.

---

## Sommaire

### Introduction générale

### Chapitre I Généralités

I.1 Introduction.....	1
I.2 Règlements et normes utilisés.....	1
I.3 Présentation de l'ouvrage.....	1
I.4 Caractéristique géométrique de la structure.....	1
I.5 Description structurale.....	1
I.5.1 Le contreventement.....	1
I.5.2 Les planchers.....	1
I.5.3 Les maçonneries.....	1
I.5.4 Le revêtements.....	2
I.5.5 L'isolation.....	2
I.6 Les caractéristiques des matériaux utilisés.....	2
I.6.1 Béton.....	2
I.6.2 Acier.....	5
I.7 Actions et sollicitations.....	6
I.7.1 Actions .....	6
I.7.2 Sollicitations.....	6
I.7.3 Différentes combinaisons d'actions données par le RPA.....	7

### Chapitre II Le pré-dimensionnement

II.1 Introduction.....	8
II.2 Les planchers.....	8
II.2.1 Plancher à corps creux.....	9
II.2.1.1 Les poutrelles.....	9
II.2.2 Plancher à dalle pleine.....	10
II.3 L'acrotère.....	12

## Sommaire.

---

II.4 L'escalier.....	12
II.5 Le voile.....	14
II.6 Les poutres.....	15
II.6.1 Les poutres principales.....	16
II.6.2 Les poutres secondaires.....	16
II.7 Les poteaux.....	17
II.7.1 Evaluation des charges et surcharges.....	17
II.7.2 Descente des charges.....	20
II.7.3 vérifications nécessaires.....	22
II.8 Conclusion.....	23

### **Chapitre III Etude des éléments secondaires**

III.1 introduction.....	25
III.2 calcul des planchers.....	25
III.2.1 plancher a corps creux.....	25
III.2.1.1 Etude des poutrelles.....	25
III.2.1.2 Etude de la dalle de compression.....	40
III.2.2 plancher à dalle pleine.....	41
III.2.2.1 La dalle sur 02 appuis (D1).....	41
III.2.2.2 Dalle sur 03 appuis (D4).....	43
III.2.2.3 Dalle sur 04 appuis (D6).....	48
III.3 Etude dalle de la cage d'ascenseur.....	51
III.4 Etude de l'acrotère.....	59
III.5 La poutre de chainage.....	63
III.6 Etude d'escalier.....	66
III.6 .1 Escalier d'étage courant.....	66
III.7 La poutre brisée.....	70

### **Chapitre IV Etude sismique**

---

## Sommaire.

---

IV.1 Introduction.....	74
IV.2 Méthodes de calcul.....	74
IV.3 Condition d'applications de la méthode statique équivalente.....	74
IV.4 Présentation de la méthode modale spectrale.....	74
IV.5 calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base).....	75
IV.6 Disposition des voiles de contreventement.....	78
IV.7 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique.....	79
IV.8 Conclusion.....	86

### **Chapitre V Etude des éléments principaux**

V.1 Introduction.....	86
V.2 Etude des poteaux.....	87
V.2.1 Recommandation du RPA99/2003.....	87
V.2.2 Sollicitation dans les poteaux.....	89
V.2.3 Ferrailage des poteaux.....	89
V.2.4 Vérification nécessaires.....	93
V.2.5 Disposition constructives.....	95
V.3 Etude des poutres.....	96
V.3.1 Recommandations du RPA99/2003.....	97
V.3.2 Section min et max préconisée par le RPA99/2003.....	97
V.3.3 Sollicitation des poutres.....	98
V.3.4 Ferrailages des poutres.....	98
V.3.5 Vérification nécessaire.....	99
V.3.6 Vérification de la zone nodale.....	102
V.3.7 Schéma de ferrailage des poutres.....	104
V.4 Etude des voiles.....	105
V.4.1 Recommandation du RPA99/2003.....	105
V.4.2 Calcul des sollicitations.....	107
V.4.3 Ferrailage des voiles.....	107

## Sommaire.

---

V.4.4 Schéma de ferrailage.....	111
V.5 Conclusion.....	112

### **Chapitre VI Etude des fondations**

VI.1 Introduction.....	113
VI.2 Le choix du type des fondations.....	113
VI.3 Combinaisons de calcul.....	113
VI.4 Etude des fondations.....	113
VI.4.1 Vérification de la semelle isolée.....	113
VI.4.2 Vérification de la semelle filante.....	114
VI.4.3 Radier général.....	114
VI.5 Le ferrailage.....	118
VI.5.1 Ferrailage du radier.....	118
VI.5.2 Ferrailage des nervures.....	120
VI.6 Etude du voile périphérique.....	125
VI.6.1 Introduction.....	125
VI.6.2 Dimensionnement du voile.....	125
VI.6.3 Caractéristiques du sol.....	125
VI.6.4 Evaluation des charges et surcharges.....	126
VI.6.5 Ferrailage du voile périphérique.....	126

### **Conclusion générale**

### **Bibliographie**

### **Annexes**

### **Plan de la structure**

## Liste des figures.

---

### Liste des figures

#### Chapitre I Généralités

Figure I.1 Diagramme contrainte - déformation réel du béton .....	4
Figure I.2 Diagramme contrainte -déformation de calcul du béton .....	4
Figure I.3 Diagramme contrainte-déformation du béton.....	4
Figure I.4 Diagramme contraintes-Déformations de l'acier.....	5

#### Chapitre II Le pré-dimensionnement

Figure II.1 Disposition des poutrelles .....	8
Figure II.2 Coupe transversale d'un plancher à corps creux .....	9
Figure II.3 Coupe transversale d'une poutrelle.....	10
Figure II.4 Schémas acrotère.....	12
Figure II.5 Les éléments constitutifs d'un escalier.....	12
Figure II.6 La vue en plan d'un escalier balancé.....	13
Figure II.7 Schéma statique de la volée -1-.....	14
Figure II.8 Coupe de voile en élévation.....	15
Figure II.9 La surface afférente du poteau central P.C.....	20

#### Chapitre III Etude des éléments secondaires

Figure III.1 Schéma statique de la poutrelle.....	29
Figure III.2 Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 02 travées.....	30
Figure III.3 Diagramme des efforts tranchants d'une poutrelle à 02 travées.....	31
Figure III.4 Ferrailage de la dalle de compression.....	41
Figure III.5 Schéma de ferrailage de la dalle sur 02 appuis (D1).....	50
Figure III.6 Schéma de ferrailage de la dalle sur 03 appuis (exemple D4).....	51
Figure III.7 Schéma de ferrailage de la dalle sur 04 appuis (D6).....	51
Figure III.8 Schéma statique et concept d'ascenseur.....	52
Figure III.9 Coupe transversale d'ascenseur.....	52

## Liste des figures.

---

Figure III.10 Schéma de ferrailage du local machine.....	54
Figure III.11 Schéma représentant la surface d'impact.....	54
Figure III.12 Ferrailage de la dalle pleine au dessous de l'ascenseur.....	59
Figure III.13 Section de l'acrotère ferrillé.....	61
Figure III.14 Schéma de ferrailage de L'acrotère.....	63
Figure III.15 Schéma statique de la poutre de chainage.....	64
Figure III.16 Schéma de ferrailage de la poutre de chainage.....	65
Figure III.17 Schéma statique de la volée (01).....	66
Figure III.18 Schéma de ferrailage de la volée(01).....	68
Figure III.19 Schéma statique de la volée (02).....	69
Figure III.20 schéma de ferrailage de la volée (02).....	70
Figure III.21 schéma statique de la poutre brisée.....	71
Figure III.22 schéma de ferrailage de la poutre brisée.....	73

### Chapitre IV Etude sismique

Figure IV.1 spectre de réponse .....	78
Figure IV.2 Disposition des voiles.....	78
Figure IV.3Vue en 3d du modèle obtenu par logiciel ETAPS/V2016.....	80
Figure IV.4 (mode1) Translation suivant l'axe x-x.....	81
Figure IV.5 (mode2) Translation suivant l'axe y-y.....	81
Figure IV.6 (mode3) Rotation suivant l'axe z-z.....	81

### Chapitre V Etude des éléments principaux

Figure V.1 Zone nodale.....	88
Figure V.2 Section d'un poteau.....	94
Figure V.3 Les moments dans la zone nodale.....	103
Figure V.4 Schéma du ferrailage de la PP terrasse inaccessible.....	105
Figure V.5 Schéma du ferrailage de la PS terrasse inaccessible.....	105
Figure V.6 Schéma la disposition voile.....	107

## Liste des figures.

---

Figure V.7 Schéma du ferrailage du voile Vx1..... 112

### Chapitre VI Etude des fondations

Figure VI.1 Semelle isolée..... 113

Figure VI.2 Semelle filante..... 114

Figure VI.3 Radier.....115

Figure VI.4 Ferrailage du radier..... 120

Figure VI.5 Schéma des lignes de rupture de la dalle du radier..... 121

Figure VI.6 Schéma statique des nervures longitudinales dans le sens x-x..... 122

Figure VI.7 Schéma statique des nervures longitudinales dans le sens y-y..... 122

Figure VI.8 Section à ferrailer..... 122

Figure VI.9 Schéma de répartition des contraintes sur le mur..... 126

Figure VI.10 Schéma de Ferrailage de voile périphérique..... 129

## Liste des tableaux.

---

### Liste des tableaux

#### Chapitre I Généralités

Tableau I.1 Caractéristiques géométriques.....	1
--	---

#### Chapitre II Le pré-dimensionnement

Tableau II.1 Evaluation des charges de l'acrotère.....	12
Tableau II.2 Récapitulation de l'escalier balancé.....	14
Tableau II.3 Récapitulation de l'escalier à 03 volées droites.....	14
Tableau II.4 Résultats de vérification des conditions de RPA.....	16
Tableau II.5 Evaluation des charge dans le plancher terrasse inaccessible.....	16
Tableau II.6 Evaluation des charge dans le plancher étage courant.....	17
Tableau II.7 Evaluation des charge dans le plancher dalle pleine.....	18
Tableau II.8 Evaluation des charges dans les murs extérieurs.....	18
Tableau II.9 Evaluation des charges dans un palier.....	18
Tableau II.10 Evaluation des charges dans une volée.....	19
Tableau II.11 Décence des charges du poteau central (P.C).....	21
Tableau II.12 Résultats de vérification des poteaux à la compression simple.....	22
Tableau II.13 Résultat de vérification au flambement.....	23
Tableau II.14 Résultats de vérification aux exigences de RPA.....	23

#### Chapitre III Etude des éléments secondaires

Tableau III.1 Types de poutrelles.....	27
Tableau III.2 Choix de méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.....	28
Tableau III.3 Les différentes charges sur les poutrelles.....	29
Tableau III.4 Sollicitations max dans les différents types de poutrelles des (EC).....	31
Tableau III.5 Sollicitations max dans les différents types de poutrelles de la (TI).....	32
Tableau III.6 Sollicitations optées pour le ferrailage des poutrelles.....	32
Tableau III.7 Calcul du ferrailage à ELU des différents niveaux.....	38
Tableau III.8 Vérification des poutrelles à l'ELU.....	38

## Liste des tableaux.

---

Tableau III.9 Vérification des contraintes à ELS.....	39
Tableau III.10 Vérification de la flèche à ELS.....	39
Tableau III.11 Schéma de ferrailage des poutrelles par niveaux.....	40
Tableau III.12 Ferrailage de dalles sur 02 appuis (D1).....	42
Tableau III.13 Vérification d'état limite de compression du béton.....	43
Tableau III.14 Ferrailage de dalles sur 3 appuis (D4).....	44
Tableau III.15 Vérification l'état limite de compression du béton.....	45
Tableau III.16 Vérification des états limites d'ouverture des fissures.....	46
Tableau III.17 Calcul de section d'acier à L'ELS.....	46
Tableau III.18 Vérification de la flèche.....	46
Tableau III.19 Les caractéristiques des dalles (D2, D3, D5).....	47
Tableau III.20 Calcul des sollicitations selon sens x-x et y-y.....	47
Tableau III.21 Calcul des ferrailages selon x-x et y-y.....	47
Tableau III.22 Vérification nécessaires à faire.....	47
Tableau III.23 Ferrailage de dalles sur 4 appuis.....	48
Tableau III.24 Vérification des contraintes à l'état limite de compression du béton.....	49
Tableau III.25 Calcul du Ferrailages selon les deux sens.....	53
Tableau III.26 Vérification des contraintes.....	54
Tableau III.27 Calcul des ferrailages selon les deux sens.....	56
Tableau III.28 Vérification des contraintes à l'état limite de compression du béton.....	58
Tableau III.29 Combinaison d'actions de l'acrotère.....	60
Tableau III.30 Le ferrailage de la poutre de chaînage.....	64
Tableau III.31 Vérification la contrainte du béton.....	65
Tableau III.32 Les sollicitations de la volée (01).....	66
Tableau III.33 Le ferrailage de la volée (01).....	67
Tableau III.34 Vérification de l'état limite de la volée (01).....	67
Tableau III.35 Vérification de la flèche de la volée (01).....	68
Tableau III.36 Ferrailage de la volée (02).....	69
Tableau III.37 Vérification de la contrainte limite de béton de la volée (02).....	70

## Liste des tableaux.

---

Tableau III.38 Ferrailage de la poutre brisée.....	71
Tableau III.39 Vérification des contraintes.....	73

### Chapitre IV Etude sismique

Tableau IV.1 Valeurs des pénalités.....	76
Tableau IV.2 Périodes et taux de participations.....	79
Tableau IV.3 Charges verticales reprises par les portiques et voiles.....	82
Tableau IV.4 Charge horizontales reprises par les portiques et voiles x-x.....	82
Tableau IV.5 Charge horizontales reprises par les portiques et voiles y-y.....	83
Tableau IV.6 Vérification de l'effort tranchant à la base .....	83
Tableau IV.7 Vérification des résultants des forces.....	83
Tableau IV.8 Vérification des déplacements.....	84
Tableau IV.9 Vérification a l'effet p- $\Delta$ .....	85
Tableau IV.10 Vérification de l'effort normal réduit.....	86
Tableau IV.11 Les dimensions finales des éléments structuraux.....	86

### Chapitre V Etude des éléments principaux

Tableau V.1 Armature minimales et maximales dans les poteaux.....	88
Tableau V.2 Les sollicitations dans les poteaux.....	89
Tableau V.3 Armatures longitudinale dans les poteaux.....	92
Tableau V.4 Armature transversales adopté pour les poteaux.....	92
Tableau V.5 Vérification au flambement des différents poteaux.....	94
Tableau V.6 Vérification des contraintes dans le béton.....	94
Tableau V.7 Vérification des contraintes de cisaillement.....	95
Tableau V.8 Dimensions de la zone nodale.....	96
Tableau V.9 Ferrailage des sections des poteaux.....	96
Tableau V.10 Armatures longitudinales min et max dans les poutres.....	98
Tableau V.11 Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres.....	98
Tableau V.12 Le ferrailage des poutres (PP et PS).....	99

## **Liste des tableaux.**

---

Tableau V.13 Vérification des contraintes tangentielles.....	101
Tableau V.14 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	101
Tableau V.15 Vérification de l'état limite de compression du béton.....	102
Tableau V.16 Moment résistant dans les poteaux.....	103
Tableau V.17 Moment résistant dans les poutres.....	104
Tableau V.18 Vérification de la zone nodale.....	104
Tableau V.19 Sollicitation dans les voiles.....	107
Tableau V.20 Ferrailage du voile $V_{x1}=1,4m$ .....	109
Tableau V.21 Ferrailage du voile $V_{x2}=1,5m$ .....	109
Tableau V.22 Ferrailage du voile $V_{x3}=1,8m$ .....	110
Tableau V.23 ferrailage du voile $V_{y1}=2,85m$ .....	111
Tableau V.24 ferrailage du voile $V_{y2}=2,85m$ .....	111

### **Chapitre VI Etude des fondations**

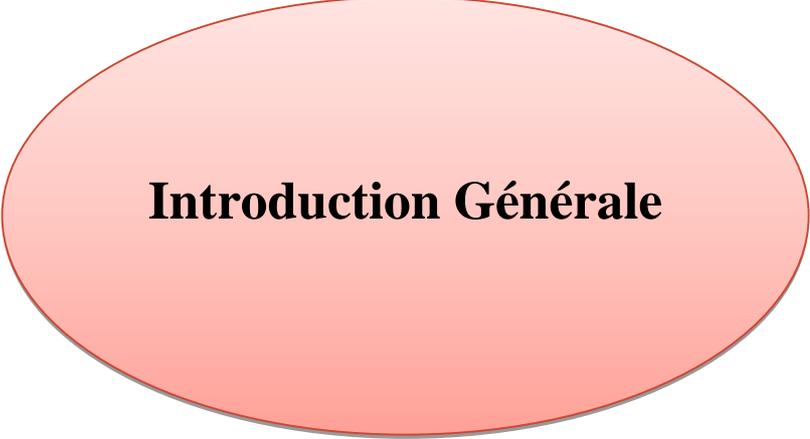
Tableau VI.1 Calcul du ferrailage du radier.....	119
Tableau VI.2 Vérification des contraintes dans le radier.....	120
Tableau VI.3 Section d'armature du radier à l'ELS.....	120
Tableau VI.4 Distribution des charges.....	121
Tableau VI.5 Les sollicitations maximales.....	122
Tableau VI.6 Ferrailage des nervures à l'ELU.....	123
Tableau VI.7 vérification des contraintes à l'ELS.....	123
Tableau VI.8 Ferrailage des nervures à l'ELS.....	124
Tableau VI.9 Schéma de ferrailage des nervures.....	124
Tableau VI.10 Section des armatures du mur de soutènement.....	127
Tableau VI.11 Vérification des contraintes pour le voile périphérique.....	128

## Symboles et Notations

symboles	Notations
$A_{ser}$	Section d'acier comprimés et sections à l'ELS respectivement
$A_t$	Section d'armatures transversale
$\alpha$	Coefficient de la fibre neutre
A	Coefficient d'accélération de zone
B	Air d'une section de béton
$B_r$	Section réduite
D	Facteur d'amplification dynamique
E	Module d'élasticité longitudinale
$E_i$	Module de Young instantané
$E_v$	Module de Young différé
$E_s$	Module d'élasticité de l'acier
ELU	Etat limite ultime
ELS	Etat limite de service
$f_{bu}$	Contrainte de compression du béton
$f_{c28}$	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours
$f_{t28}$	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours
$f_{ji}$	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtements
$f_{gi}$	Flèche instantanée due aux charges permanentes
$f_{qi}$	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations
$f_{gv}$	Flèche différée due aux charges permanentes
$f$	Flèche totale
$f_{adm}$	Flèche admissible
G	Charge permanente
H	hauteur
$h_t$	Hauteur totale du plancher à corps creux /hauteur des nervure du radier
$h_{cc}$	Hauteur du corps creux
$h_{dc}$	Hauteur de la dalle de compression
$h_e$	Hauteur libre d'étage
I	Moment d'inertie
$I_f$	Moment d'inertie fissuré
Q	Charge d'exploitation/facteur de qualité
L	Portée d'un élément
$L_{max}$	Longueur maximale entre deux éléments porteurs
$L_x$	Distance entre de deux poutrelles
$L_y$	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles
M	Moment générale
$M_a$	Moment en appui
$M_t$	Moment en travée
$M_0$	Moment isostatique
N	Effort normal
n	Nombre de contre marche sur la volée/coefficient d'équivalence Acier-Béton
R	Coefficient de comportement global
S	Section d'un élément
$S_{rad}$	Surface du radier

$S_t$	Espacement des armatures
$T_1, T_2$	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

V	Effort tranchant
w	Poids de la structure
$\gamma_b$	Coefficient de sécurité concernant le béton
$\gamma_s$	Coefficient de sécurité concernant l'acier
$\gamma_w$	Poids volumique de l'eau
$\sigma_{bc}$	Contrainte de compression du béton
$\sigma_{st}$	Contraintes de traction de l'acier
$\tau$	Contraintes de cisaillement
$\xi$	Pourcentage d'amortissement critique
$C_T$	Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé
$\beta$	Coefficient de pondération
$\lambda_i$	Coefficient instantané
$\lambda_v$	Coefficient différé



**Introduction Générale**



# **Chapitre I**

## **Généralités**

# Introduction générale.

---

## Introduction générale

Le génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de réalisation, et de la réhabilitation des ouvrages de construction et des 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.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul du bâtiment implanté dans une zone de moyenne sismicité, comportant un Rez-de-chaussée plus 7 étages, dont le système de contreventement mixte (poutres – poteaux – voiles). Il constitue à pour but de dimensionner les ouvrages d'une façon résistante et économique.

- **Le premier chapitre** : consiste à la présentation complète de la structure, et le choix des matériaux.
- **Le deuxième chapitre** : présente le pré dimensionnement structuraux comme : les poutres, les poteaux, les voiles. Et non structuraux comme : les poutrelles, l'escalier, l'acrotère.
- **Le troisième chapitre** : calcul des éléments secondaires (les différents planchers, l'ascenseur l'acrotère, l'escalier) fait l'objet.
- **Le quatrième chapitre** : portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propre de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS/2016.
- **Le cinquième chapitre** : calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats de logiciel ETABS/2016.
- **Le sixième chapitre** : le calcule et le dimensionnement de l'infrastructure pour déterminer le type de fondations.

## **I.1 Introduction**

Ce chapitre présente d'une manière générale le contexte de travail et les objectifs de notre projet de fin d'étude.

## **I.2 Règlements et normes utilisés**

- Règle parasismique Algérien. (RPA99/version 2003).
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- Règles Béton Armé aux Etats Limites (BAEL91/99).
- Document Techniques Réglementaire DTR, charge permanente et charge d'exploitation.
- Document Techniques Réglementaire DTR, calcul des fondations.

## **I.3 Présentation de l'ouvrage**

Dans le cadre de notre formation de master en génie civil nous sommes amenés à l'issue de notre cursus à réaliser un projet de fin d'étude.

L'ouvrage à étudier est un bâtiment en (R+7) d'un rez-de-chaussée à usage commerciale et 7 niveaux à usage d'habitation, il sera réalisé à la commune d' AHL EL KSAR wilaya de BOUIRA classé par le RPA99/V2003 comme une zone moyenne sismique (zone IIa).

## **I.4 Caractéristique géométrique de la structure**

**Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques.**

La largeur en plan Lx	20.95m
La longueur en plan Ly	15.25m
La hauteur de RDC h	4,08m
La hauteur d'étage	3,06m
La hauteur totale du bâtiment	25.50m

## **I.5 Description structurale**

### **I.5.1 Le contreventement**

C'est une structure en béton armé avec un système de contreventement mixte (poteaux-poutres) et voiles car la hauteur du bâtiment dépasse 14m selon le RPA99/version 2003.

### **I.5.2 Les planchers**

Un plancher, dans notre étude est un ouvrage de maçonnerie, en béton, formant une plateforme horizontale au rez-de-chaussée ou une séparation entre les étages d'une structure.

### **I.5.3 Les maçonneries**

- Les murs extérieurs seront réalisés en double cloisons de (15+10) cm séparé par une l'âme d'aire de 5cm.

- Les murs de séparation intérieure seront construits en une seule paroi de brique creuse de 10cm.

**I.5.4 Le revêtements**

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement en carrelage pour les planchers.

**I.5.5 L’isolation**

- L’isolation acoustique est assurée par la masse des planchers et par le vide d’air des murs extérieurs.
- L’isolation thermique est assurée par les couches de liège ou polystyrène pour les murs extérieurs.

**I.6 Les caractéristiques des matériaux utilisés**

**I.6.1 Béton**

➤ **Définition du béton**

Le béton est un mélange d’agrégat (gravillon, sable) de liants (ciment), parfois les adjuvants et d’eau en qualité convenable et dans des proportions bien définies pour obtenir une convenable résistance et une bonne qualité après durcissement.

➤ **La résistance caractéristique du béton**

**a. Résistance à la compression**

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à «j jours d’âge est déterminé à partir d’essai de compression axiale sur des éprouvettes normalisées de 16m de diamètre et 32m de hauteur, on utilise le plus souvent la valeur à 28jours de maturité  $f_{c28}$ .

Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40$  MPa

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases} \dots\dots\dots\text{CBA (Art: A.2.1.1.1)}$$

Pour des résistances  $f_{c28} > 40$  MPa

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases} \dots\dots\dots\text{CBA (Art: A.2.1.1.1)}$$

**b. Résistance à la traction**

Résistance caractéristique à la traction du béton à «j jours notées  $f_{tj}$  est conventionnellement définie par les relations suivantes:

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{Mpa} \\ f_{tj} = 0.275 f_{cj}^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{Mpa} \end{cases} \dots\dots\dots \text{CBA (Art: A.2.1.1.2)}$$

⇒ Pour notre étude  $f_{t28} = 2.1 \text{Mpa}$

### c. Contrainte admissible du béton

#### ✓ Contrainte admissible de compression

##### ELU

la contrainte en compression est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

$\theta$  : dépend la durée d'application de la charge

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{lorsque la durée probable d'application } > 24 \text{heures} \\ 0,9 & \text{lorsque } 1 \text{ heure } \leq \text{ la durée probable d'application } \leq 24 \text{heures} \\ 0,85 & \text{lorsque la durée probable d'application } < 1 \text{ heure} \end{cases}$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en situation durable ou transitoire (SDT)} \\ 1,15 & \text{en situation accidentelle (SA)} \end{cases}$$

##### ELS

La contrainte admissible en compression est donnée par :

$$\begin{aligned} \overline{\sigma}_{bc} &= 0,6 f_{c28} \\ \overline{\sigma}_{bc} &= 15 \text{Mpa} \end{aligned}$$

#### ✓ Contrainte admissible de cisaillement de béton

- Fissuration peu nuisible FPN :  $\tau_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{Mpa} \right)$

$\overline{\tau}_u = 3,33 \text{Mpa}$ .....cas durable.

$\overline{\tau}_u = 4,34 \text{Mpa}$ .....cas accidentel

- Fissuration nuisible ou très nuisible FN, FPN :  $\tau_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{Mpa} \right)$

$\overline{\tau}_u = 2,50 \text{Mpa}$ .....cas durable.

$\overline{\tau}_u = 3,26 \text{Mpa}$ .....cas accidentel.

### d. Module de déformation du béton

#### ✓ Module de déformation longitudinale du béton

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton  $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$  d'après CBA (Art: A.2.1.1.2).

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton comprenant le retrait et le fluage à j jours est  $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$

Pour :

$$\begin{aligned} f_{c28} &= 25\text{MPa} \\ E_{i28} &= 32164,20\text{MPa} \\ E_{v28} &= 10818,86\text{MPa} \end{aligned}$$

✓ **Module de déformation transversale du béton :**

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

$\nu$  : C'est le coefficient de poisson  $\rightarrow \nu = \frac{(\Delta d/d)}{(\Delta l/l)}$

Avec  $(\Delta d/d)$ : Déformation relative transversale.

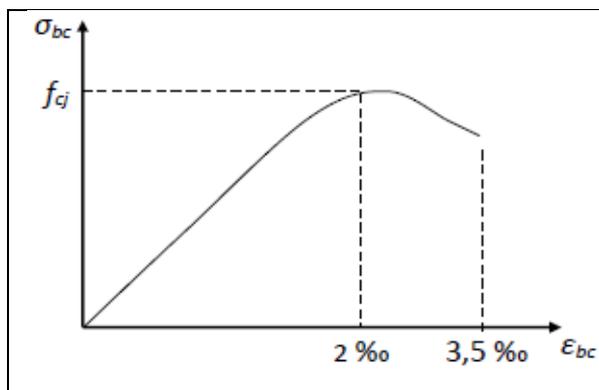
$(\Delta l/l)$ : Déformation relative longitudinale.

D'après le il est pris égale à :  $\begin{cases} \nu = 0,2 \text{ pour ELS} \\ \nu = 0 \text{ pour ELU} \end{cases}$  .....CBA (Art: A.2.1.3)

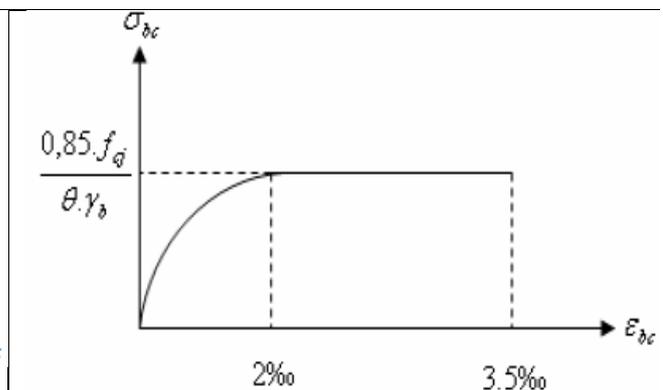
**e. Diagramme contraintes-déformation transversal du béton**

**ELU**

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3,5‰, nous avons un diagramme parabole -rectangle.



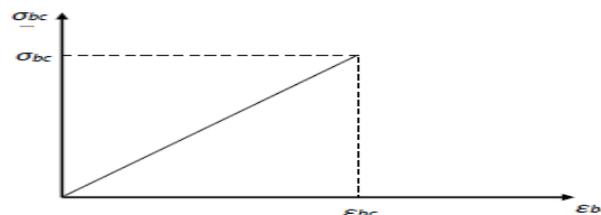
**Figure I.1 :** Diagramme contrainte - Déformation réel du béton.



**Figure I.2 :** Diagramme contrainte - Déformation de calcul du béton.

**ELS**

Nous avons un diagramme linéaire élastique donc le diagramme contrainte -déformation et une droite.



**Figure I.3 :** Diagramme contrainte-déformation du béton.

I.6.2 Acier

➤ Définition d'acier

L'acier est fabriqué à partir du fer à des hauts fourneaux et de carbone en faible pourcentage, il présente une très bonne résistance à la traction et à la compression, aussi c'est un matériau très ductile qui atteint des déformations très importantes avant la rupture.

Dans la pratique on utilise les nuances d'acier suivantes :

- Acier naturel Fe E 215, Fe E 235
- Acier à haute adhérence Fe E 400, Fe E 500
- Treillis soudés de maille 200 x 200 mm<sup>2</sup> avec  $\Phi = 5\text{mm}$

Le caractère mécanique servant de base à la justification est la limite d'élasticité.

- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :  $E_s = 200\ 000\ \text{MPa}$

➤ Contrainte limite dans l'acier

ELU

La contrainte limite de la traction et la compression est donnée par la formule suivante

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité à des valeurs suivantes

$\gamma_s = 1,15$  cas général,

$\gamma_s = 1,00$  cas des combinaisons accidentelles

- Fissuration peu préjudiciable  $\sigma_{st} \leq f_e$  pas de limitation
- Fissuration préjudiciable  $\sigma_{st} = \text{Min} (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta} f_{ij} )$
- Fissuration très préjudiciable  $\sigma_{st} = \text{Min} (0.5 f_e ; 90 \sqrt{\eta} f_{ij} )$

Avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration  $\begin{cases} 1 \text{ pour des ronds lisses} \\ 1,6 \text{ pour les hautes adhérences avec } \Phi \geq 6\text{mm} \\ 1,3 \text{ pour les hautes adhérences avec } \Phi < 6\text{mm} \end{cases}$

➤ Diagramme contraintes - déformations des aciers

Le diagramme contraintes-déformations à considérer dans le calcul à l'ELU est défini conventionnellement comme suit d'après le BAEL91 :

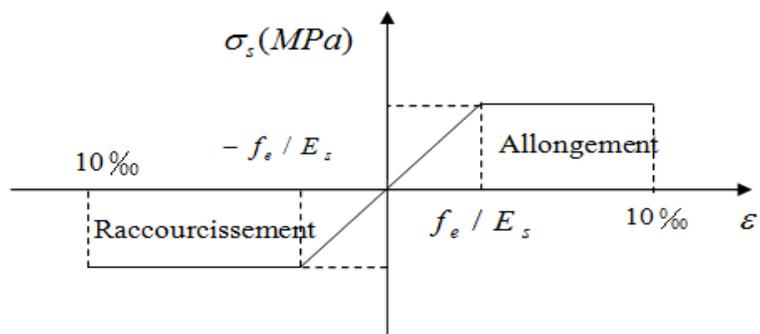


Figure I.4 : Diagramme contraintes-Déformations de l'acier.

**I.7 Les actions et sollicitations :****I.7.1 Actions: CBA (Art: A.3.1.1)**

Ce sont l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées à la structure ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'états (retrait, les variations de température, tassements d'appuis) qui entraînent des déformations de la structure, elles proviennent donc :

- ✓ Des charges permanentes.
- ✓ Des charges d'exploitation.
- ✓ Des charges climatiques.

On distingue trois types d'actions.

➤ **Les actions permanentes (G)**

Ce sont des actions dont les variations de l'intensité sont rares ou négligeables par rapport à la valeur moyenne, elles comportent :

- Poids propres des éléments de construction.
- Le poids de revêtement et cloisons.
- Le poids et les poussées des terres des solides ou des liquides.

➤ **Les actions variables (Qi)**

Ce sont des actions de courte durée d'application dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution (équipement de chantier).
- Charges climatiques (neige, vent).
- Actions de températures, du retrait...etc.

➤ **Les actions accidentelles (FA)**

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application citant :

- Séisme.
- Chocs de véhicules routiers.
- Explosion.
- Avalanche.

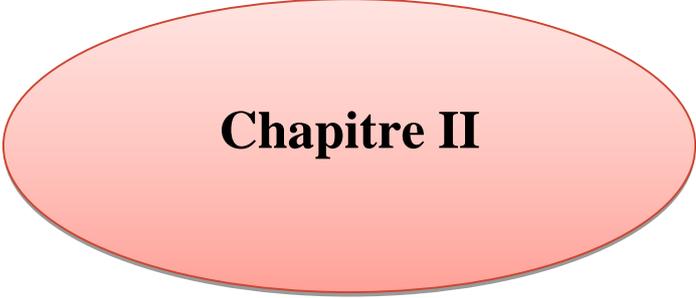
**I.7.2 Sollicitations: CBA (Art: A.3.3.1)**

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme des forces, des efforts (normaux ou tranchants), de moments (de flexion, de torsion).

**I.7.3 Différentes combinaisons d'action données par le RPA**

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

- Situation durable :
  - ELU :  $1.35G+1.5Q$
  - ELS :  $G+Q$
- Situation accidentelle :
  - $G+Q\pm E$ .
  - $0,8G\pm E$



# **Chapitre II**

## **Le pré dimensionnement**

### II.1 Introduction

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements RPA99/version2003 et CBA93, BAEL91.

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l’ouvrage aux sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales** : elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d’exploitation de plancher, poutrelle, poutre, poteau et finalement transmises au sol par les fondations.
- **Sollicitations horizontales** : elles sont généralement d’origine sismique et sont requises par les éléments de contreventements constitué par les portiques.

### II.2 Les planchers

Le planchers est une séparation entre les niveaux qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l’isolation phonique, thermique et l’étanchéité des niveaux extrêmes. On distingue deux types de plancher :

- Plancher à corps creux
- Plancher à dalle pleine

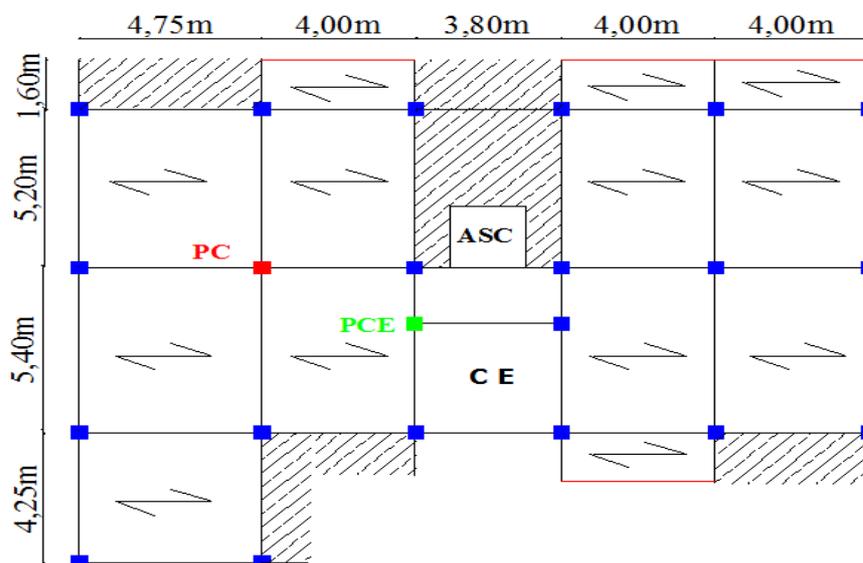


Figure II.1 : Disposition des poutrelles.

**Clés**

Poutre de chaînage : ———

Les dalles pleines : //

La disposition des poutrelles : <math>\swarrow \searrow</math>

Poteau central : PC

Poteau de la cage d'escalier : PCE

L'ascenseur : ASC

### II.2.1 Plancher à corps creux

Son pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \quad \text{D'après CBA (Art : B.6.8.4.2.4).}$$

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

$h_t$  : Hauteur du plancher.

$$L_{max} = 475 - 40 = 435\text{cm}$$

$$h_t \geq 19,33\text{cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de  $(16+4)=20\text{cm}$ .

Avec 16cm pour le corps creux et 4cm pour la dalle de compression.

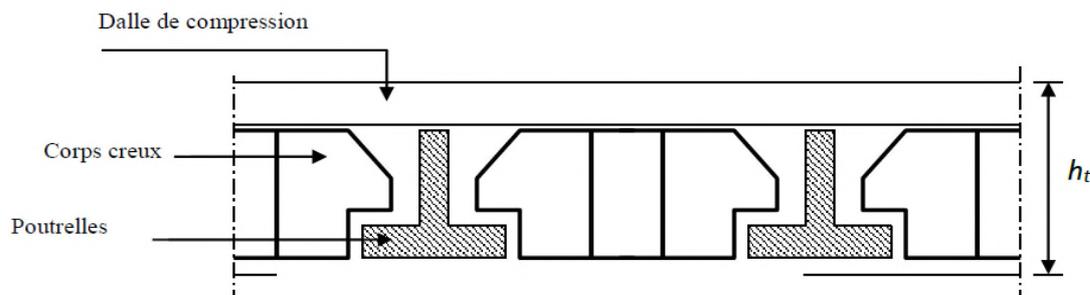


Figure II.2 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

#### II.2.1.1 Les poutrelles

Le choix du sens de disposition des poutrelles se fait par rapport aux critères suivants :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de la continuité.

Les poutrelles se calculent en section en T.

$b_0 = 10\text{cm}$  Largeur de la nervure.

$l_x = 55\text{cm}$  Distance entre nus de poutrelles.

$l_y = 340\text{cm}$  Distance minimal entre nus d'appuis des poutres principales.

$h_t = 20\text{cm}$  Hauteur de la poutrelle.

D'après CBA (Art : A.4.1.3):

$b$  : largeur de la table de compression.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right) = \min(27,5; 34)\text{cm} \rightarrow b_1 = 27,5\text{cm.}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 27,5 + 10 = 65\text{cm}$$

Donc on prend :  $b = 65\text{cm}$ .

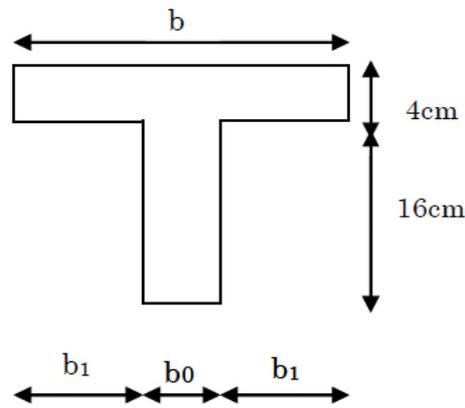


Figure II.3 : Coupe transversale d'une poutrelle.

II.2.2 Plancher a dalle pleine

La dalle pleine est un élément porteur horizontal repose sur certain nombre d'appuis.  $L_x$  et  $L_y$  sont des portées d'un panneau de dalle avec  $L_x$  est la petite portée.

L'épaisseur des dalles est déterminée par les critères suivants :

- **Critère de la résistance à la flexion**
  - $e \geq L_x/20$  pour une dalle sur un seul appui
  - $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$  pour une dalle sur 02 appuis
  - $L_x/50 \leq e \leq L_x/40$  pour une dalle sur 03 ou 04 appuis si  $\rho < 0,4$
  - $L_x/45 \leq e \leq L_x/40$  pour une dalle sur 03 ou 04 appuis si  $\rho \geq 0,4$
- **Critère de résistance au feu**
  - $e \geq 7\text{cm}$  pour une heure de coupe-feu
  - $e \geq 11\text{cm}$  pour deux heures de coupe-feu
  - $e \geq 14\text{cm}$  pour quatre heures de coupe-feu
- **Critère d'isolation phonique**
  - $e \geq 13\text{cm}$  pour une bonne isolation acoustique

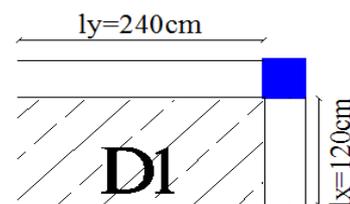
➤ **Dalle pleine repose sur 02 appuis :**

Panneau D1 :  $\rho = 120/240 \rightarrow \rho = 0,5$

$$\rho > 0.4 \rightarrow 120/35 \leq e \leq 120/30$$

$$3,42\text{cm} \leq e \leq 4\text{cm} \rightarrow e = 4\text{cm}$$

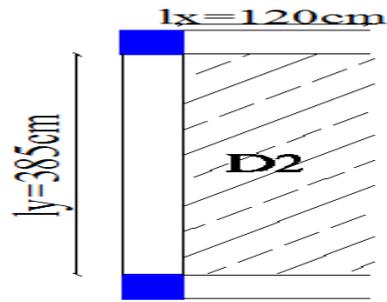
➤ **Dalle pleine repose sur 03 appuis :**



**Panneau D2 :**  $\rho = 120/385 \rightarrow \rho = 0,31$

$$\rho < 0.4 \rightarrow 120/50 \leq e \leq 120/40$$

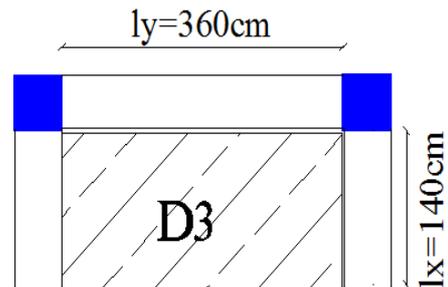
$$2,4\text{cm} \leq e \leq 3\text{cm} \rightarrow e = 3\text{cm}$$



**Panneau D3 :**  $\rho = 140/360 \rightarrow \rho = 0,38$

$$\rho < 0.4 \rightarrow 140/50 \leq e \leq 140/40$$

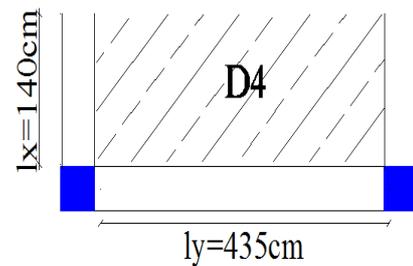
$$2,8\text{cm} \leq e \leq 3,5\text{cm} \rightarrow e = 3\text{cm}$$



**Panneau D4 :**  $\rho = 140/435 \rightarrow \rho = 0,32$

$$\rho < 0.4 \rightarrow 140/50 \leq e \leq 140/40$$

$$2,8\text{cm} \leq e \leq 3,5\text{cm} \rightarrow e = 3\text{cm}$$

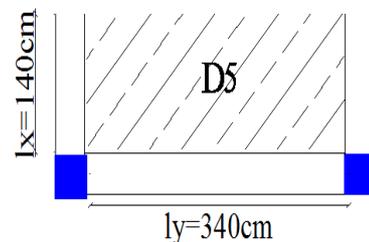


**Panneau D5 :**  $\rho = 140/340 \rightarrow \rho = 0,41$

$$\rho > 0.4 \rightarrow 140/45 \leq e \leq 140/40$$

$$3,11\text{cm} \leq e \leq 3,5\text{cm} \rightarrow e = 3\text{cm}$$

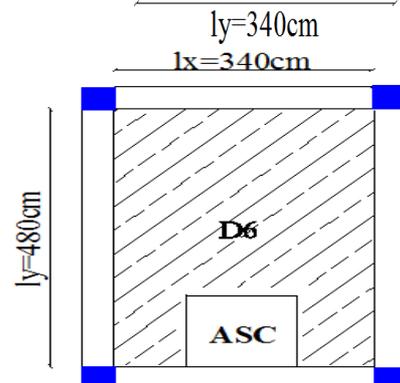
➤ **Dalle pleine repose sur 04 appuis :**



**Panneau D6:**  $\rho = 340/480 \rightarrow \rho = 0.70$

$$\rho > 0.4 \rightarrow 340/45 \leq e \leq 340/40$$

$$7,55\text{cm} \leq e \leq 8,5\text{cm} \rightarrow e = 8\text{cm}$$



Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, donc on utilise le résultat de la condition de coupe-feu. On opte pour les dalles pleines (balcons) l'épaisseur  $e=12\text{cm}$ .

Par contre la dalle sur quatre appuis (dalle de l'ascenseur), on opte une épaisseur  $e=15\text{cm}$  à cause de chargement important de l'ascenseur.

II.3 L’acrotère

Le bâtiment comporte une terrasse inaccessible délimité par un acrotère en béton armé qu’il a de rôle pour d’empêcher l’infiltration des eaux pluviales entre la forme de ponte et le plancher terrasse.

Ces dimensions sont mentionnées dans le plan d’architecture.

Tableau II.1 : Evaluation des charges de l’acrotère.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Surface (m <sup>2</sup> )	Densité (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/ml)
L’acrotère	0,15	0,111	25	2,78
Enduit de ciment intérieur	0,015	0,009	18	0,16
Enduit de ciment extérieur	0,015	0,009	18	0,16
La charge permanente <b>G = 3, 10 (KN/ml)</b>				
La charge d’exploitation <b>Q = 1 (KN/ml)</b>				

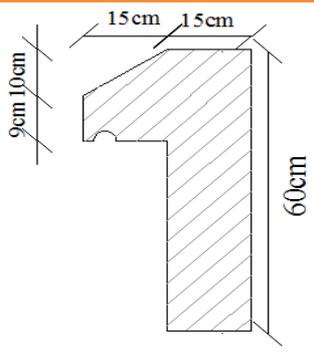


Figure II.4 : Schémas acrotère.

II.4 L’escalier

C’est un élément qui sert à relier les différents niveaux d’un bâtiment. Les différents éléments qui constituant un escalier sont :

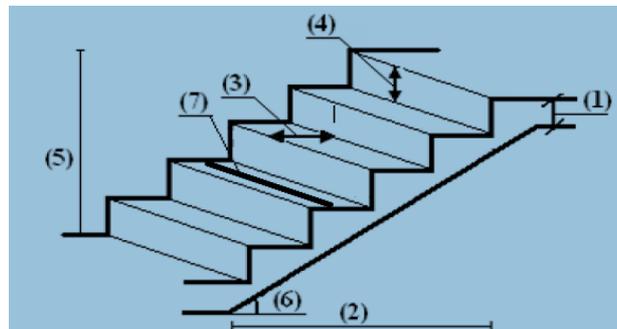


Figure II.5 : Les éléments constitutifs d’un escalier.

- (1) : e (L’épaisseur du palier au repos)
- (2) :  $l_0$  (longueur totale d’escalier)
- (3) : g (giron)
- (4) : h (hauteur de la contre marche)
- (5) :  $H_0$  (hauteur de la volée)
- (6) :  $\alpha$  (inclinaison de la paillasse)
- (7) : (emmarchement)
- (8) : hauteur d’étage

Le pré dimensionnement se fait par la vérification des conditions suivantes :

- $25cm \leq g \leq 32cm$
- $14cm \leq h \leq 18cm$
- La formule de BLONDEL:  $60cm \leq 2h + g \leq 64cm$

Avec :

$$\begin{cases} g = \frac{l_0}{n-1} \\ h = \frac{H_0}{n} \end{cases}$$

$$64n^2 - (64 + 2H_0 + l_0)n + 2H_0 = 0$$

$(n - 1)$ : Nombre de marche

$n$  : Nombre de contre marche

✓ L'épaisseur de la paillasse :  $\begin{cases} l'/30 \leq e \leq l'/20 \\ l' = l_v + l_0 \\ e \geq 11cm \end{cases}$  pour 02 heures de coupe – feu

Avec :  $l_v$  =la longueur de la volée.

$l'$  =La longueur développée de l'appui jusqu'à l'appui.

✓ Poids propre de la volée :  $G = \frac{\gamma_b \times e}{\cos \alpha}$

Dons notre projet on a 02 types d'escalier :

- Type 01 : escalier balancé (RDC)
- Type 02 : escalier droit à 03 volées (étage courant)

**Type 01 :**

Escalier avec 03 volées droites et une partie balancée

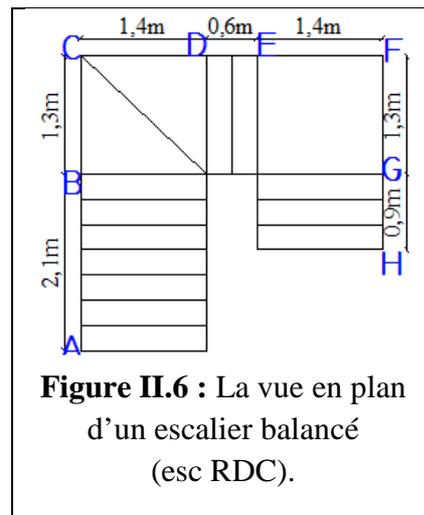
Soit :  $h = 17cm \rightarrow n = \frac{408}{17} = 24$  contre marche

• **La partie balancée (BCD)**

Soit 02 marches avec  $h = 17cm$  et de l'épaisseur

$e = 15cm$

Le tableau suivant résume le pré dimensionnement d'escalier balancé :



**Figure II.6 :** La vue en plan d'un escalier balancé (esc RDC).

**Tableau II.2 :** Récapitulation de l'escalier balancé.

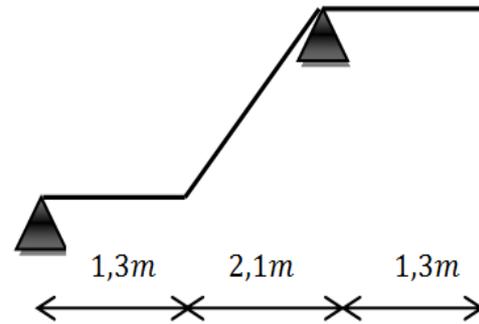
	volée	$l_0(m)$	$H_0(m)$	$n$	$n - 1$	$g(cm)$	$h(cm)$	$\alpha(.^\circ)$	$l_v(m)$	$l'(m)$	$e(cm)$	$G(kn/m^2)$
<b>R</b>	AB	2,1	1,53	9	8	30	17	36,07	2,59	3,89	15	4,63
<b>D</b>	DE	0,6	0,51	3	2	30	17	40,36	0,78	2,18	12	3,92
<b>C</b>	GH	0,9	0,68	4	3	30	17	37,07	1,13	2,43	12	3,75

**Type 02 :**

• **Volée 01**

$$\begin{cases} H_0 = 136cm \\ l_0 = 210cm \\ \alpha = 32,92^\circ \end{cases}$$

$$\begin{cases} n = 8 \text{ contre marches} \\ g = 30cm \\ h = 17cm \end{cases}$$



**Figure III.7 :** Schéma statique de la volée

$$l' = \sqrt{2,1^2 + 1,36^2} + 1,3 \rightarrow l' = 380cm$$

$$380/30 \leq e \leq 250/20 \rightarrow 12,66 \leq e \leq 19cm$$

Donc on prend l'épaisseur de la paillasse :  $e=15cm$ .

Poids de (v1) :  $G = 4,46 Kn/m^2$

**Tableau II.3 :** Récapitulation de l'escalier à 03 volées droites.

volée	$l_0(m)$	$H_0(m)$	$n$	$n - 1$	$g(cm)$	$h(cm)$	$\alpha(.^\circ)$	$l_v(m)$	$l'(m)$	$e(cm)$	$G(kn/m^2)$
V 1	2,1	1,36	8	7	30	17	32,92	2,50	3,80	15	4,46
V 2	0,3	0,34	2	1	30	17	48,57	0,45	3,05	12	4,53
V 3	2,1	1,36	8	7	30	17	32,92	2,5	3,8	15	4,46

**II.5 Les voiles**

Les voiles sont des éléments en béton armé utilisées pour reprendre les efforts sismiques. Selon le RPA99 (Art 7.7.1) l'épaisseur des voiles est donnée par :

$$e \geq \max (h_e/20 ; 15cm)$$

Avec :

- $e$  : épaisseur de voile
- $h_e$  : hauteur d'étage libre

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être :  $L_{min} \geq 4e$

➤ Pour le RDC :

$$h_e = 408 - 20 = 388cm \rightarrow e \geq 19,4cm$$

On adopte :  $e_1 = 20cm$  et  $L_{min} \geq 80cm$

➤ Pour autres niveaux :

$$h_e = 306 - 20 = 286cm \rightarrow e \geq 14,3cm$$

On adopte :  $e_1 = 15cm$  et  $L_{min} \geq 60cm$

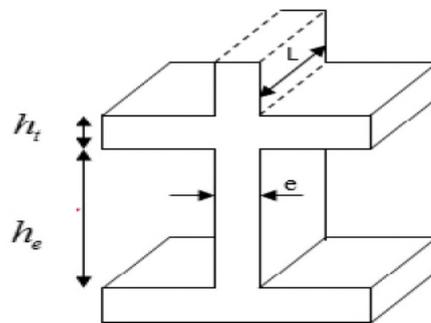


Figure II.8 : Coupe de voile en élévation.

## II.6 Les poutres

Le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition de BAEL91 suivante :

$$L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10$$

Avec :  $L_{max}$  c'est la portée maximal entre nus d'appuis et  $h$  c'est la hauteur de la poutre.

Et aussi se fait en vérifiant les conditions de RPA99 (version2003) suivante :

$$\begin{cases} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ 0,25 \geq b/h \geq 4 \end{cases}$$

### II.6.1 Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

$$L_{max} = 500cm \rightarrow 33,33cm \geq h \geq 50cm$$

On prend pour la section rectangulaire  $(b \times h) = (30 \times 40)cm^2$

### II.6.2 Les poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

$$L_{max} = 435cm \rightarrow 29cm \leq h \leq 43,5cm$$

On prend pour la section rectangulaire  $(b \times h) = (30 \times 35)cm^2$

Le tableau suivant résume les vérifications de le RPA

**Tableau II.4 :** Résultats de vérification des conditions de RPA.

Poutre	$b \geq 20cm$	$h \geq 30cm$	$0,25 \geq b/h \geq 4$
Poutre principale	30cm	40cm	0,75
Poutre secondaire	30cm	35cm	0,875

## II.7 Les poteaux

Le pré dimensionnement de poteaux se fait sur 03 critiques :

- Critique de la résistance.
- Critique de la stabilité de forme.
- Les conditions de RPA

On utilise un calcule basé sur la décente de charge toute on appliquant la loi de dégression des charges d’exploitations.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la décente de charge en vérifiant les recommandations de RPA99/2003 (Art : 7.4.1).

- RDC et 1<sup>er</sup> étage poteaux  $(40 \times 40)cm^2$
- 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage poteaux  $(40 \times 40)cm^2$
- 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage poteaux  $(40 \times 40)cm^2$
- 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étage poteaux  $(40 \times 40)cm^2$

### II.7.1 Evaluation des charges et surcharges

Évaluation charge et surcharge a pour but d’effectuer la décente de charge et pour retrouver le poteau le plus sollicité.

- **Plancher terrasse inaccessible**

**Tableau II.5 :** Evaluation des charge dans le plancher terrasse inaccessible.

Désignation	Poids volumique (kn/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charge (kn/m <sup>2</sup> )

Gravillon de protection	17	0,05	0,85
Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
Liège	4	0,04	0,16
Forme de pente	22	0,1	2,2
Corps creux	14	0,2	2,85
Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
La charge permanente $G = 6,38 \text{ kn/m}^2$			
La charge d'exploitation $Q = 1 \text{ kn/m}^2$			

- **Plancher étage courant**

**Tableau II.6 :** Evaluation des charge dans le plancher étage courant.

Désignation	Poids volumique (kn/m <sup>3</sup> )	Epaisseur(m)	Charge (kn/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lit de sable	18	0,03	0,36
Corps creux		0.2	2,85
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Cloison intérieur	10	0,1	1
La charge permanente $G = 5,25 \text{ kn/m}^2$			
La charge d'exploitation $Q = 1.5 \text{ Kn/m}^2$ habitation $Q = 5 \text{ kn/m}^2$ commerces			

- **Plancher dalle pleine**

**Tableau II.7 :** Evaluation des charge dans le plancher dalle pleine.

Désignation	Poids volumique (kn/m <sup>3</sup> )	Epaisseur(m)	Charge (kn/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lit de sable	18	0,03	0,36
Dalle pleine	25	0,12/0,15	3/3,75
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
La charge permanente $G = 4,4\text{kn/m}^2$ pour les balcons La charge permanente $G = 5,14\text{kn/m}^2$ pour plancher (dp)			
La charge d'exploitation $Q = 3,5\text{kn/m}^2$ pour les balcons La charge d'exploitation $Q = 1,5\text{kn/m}^2$ pour plancher (dp)			

- **Les murs extérieurs**

**Tableau II.8 :** Evaluation des charges dans les murs extérieurs.

Désignation	Poids volumique (kn/m <sup>3</sup> )	Epaisseur(m)	Charge (kn/m <sup>2</sup> )
Enduit extérieur	18	0,015	0,27
Brique creuse	9	0,15	1,35
Brique creuse	9	0,1	0,9
Enduit intérieur	18	0,015	0,27
La charge permanente $G = 2,79\text{kn/m}^2$			

- **Le Palier**

**Tableau II.9 :** Evaluation des charges dans un palier.

désignation	Poids volumique (kn/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charge (kn/m <sup>2</sup> )
-------------	---	---------------	-----------------------------

Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dalle pleine	25	0,15	3,75
Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
La charge permanente $G = 5,15$ (kn/m <sup>2</sup> )			
La charge d'exploitation $Q = 2,5$ (kn/m <sup>2</sup> )			

- Les volées

Tableau II.10 : Evaluation des charges dans une volée.

désignation	Poids volumique (kn/m <sup>3</sup> )	Epaisseur(m)	Charge (kn/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage horizontal	20	0,02	0,4
Revêtement en carrelage vertical	20	$0,02 \times \frac{17}{30}$	0,23
Mortier de pose horizontal	20	0,02	0,4
Mortier de pose vertical	20	$0,02 \times \frac{17}{30}$	0,23
marche	22	$\frac{17}{2}$	1,87
Volée 01	paillasse	$\frac{0,15}{\cos 32,92}$	4,46
	Enduit en plâtre	$\frac{0,02}{\cos 32,92}$	0,42
Volée 02	paillasse	$\frac{0,12}{\cos 48,57}$	4,53
	Enduit en plâtre	$\frac{0,02}{\cos 48,57}$	0,54
La charge permanente G :			$G_{V1} = 8,01 \text{kn/m}^2$ $G_{V2} = 8,2 \text{kn/m}^2$
La charge d'exploitation Q			$Q = 2,5 \text{kn/m}^2$

**II.7.2 Descente des charges**

La descente des charges consiste à calculer pour chaque élément vertical les charges reprises en partant de l'étage le plus haut et de cumuler jusqu'aux fondations ; ce calcul doit être fait pour chaque catégorie de charge :

- Charge permanente (G)
- Charge d'exploitation (Q)

**Loi de dégression des charges DTR.B.C2.2 (Art : 6.3)**

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveau ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes : c'est le cas des bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement.

On adoptera pour le calcul :

- Sous la terrasse:  $Q_0$
- Sous le premier étage à partir du sommet:  $Q_0 + Q_1$ .
- Sous le deuxième étage:  $Q_0 + 0,95 \cdot (Q_1 + Q_2)$ .
- Sous le troisième étage:  $Q_0 + 0,90 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ .
- Pour n étage ( $n \geq 5$ )  $Q_0 + \frac{3+n}{2 \cdot n} \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$ .

On vérifie la section transversale de poteau le plus sollicité suivant :

➤ **Le poteau central (P.C)**

Calcul de la surface afférente pour les charges permanentes et d'exploitations

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

$$S = 19,47m^2$$

$$G_{pot} = \gamma_b \times h_e \times s_{pot}$$

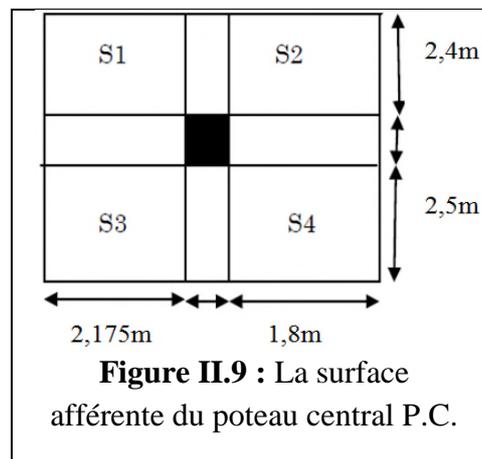
$$G_p = \gamma_b \times l_p \times s_p$$

$$G_{terrasse} = 6,38 \times 19,47 = 124,21kn$$

$$G_{étage} = 5,25 \times 19,47 = 102,21kn$$

$$Q_{terrasse} = 1 \times 19,47 = 19,47kn$$

$$Q_{étage} = 1,5 \times 19,47 = 29,20kn$$



**Figure II.9 :** La surface afférente du poteau central P.C.

Les résultats de la descente des charges du poteau P.C sont dans le tableau suivant :

Tableau II.11 : Décence des charges du poteau central (P.C)

Niveau	Désignation	G (kn)	G cumulée (kn)	Q (kn)	Q cumulé e (kn)	$N_U = 1,35G_c + 1,5Q_c$
N8	Plancher terrasse inaccessible	124,22	161,59	19,47	19,47	247,38
	Poutre	25,13				
	Poteau	12,24				
N7	Venant N8	161,59	301,17		48,67	479,58
	Plancher étage courant	102,21		29,20		
	Poutre	25,13				
	Poteau	12,24				
N6	Venant N7	301,17	440,75		74,95	707,43
	Plancher étage courant	102,21		29,20		
	Poutre	25,13				
	Poteau	12,24				
N5	Venant N6	440,75	580,33		98,32	930,92
	Plancher étage courant	102,21		29,20		
	Poutre	25,13				
	Poteau	12,24				
N4	Venant N5	580,33	719,91		118,77	1150,03
	Plancher étage	102,21				
	Poutre	25,13				
	Poteau	12,24				
N3	Venant N4	719,91	859,49		136,29	1364,74
	Plancher étage courant	102,21		29,20		
	Poutre	25,13				
	Poteau	12,24				
N2	Venant N3	859,49	999,07		150,89	1575,07
	Plancher étage courant	102,21		29,20		
	Poutre	25,13				
	Poteau	13,77				
N1	Venant N2	999,07	1142,73		165,49	1790,92
	Planchers étage courant	102,21				
	Poutre	25,13				
	Poteau	16,32				
<b><math>G_{totale} = 1142,73Kn</math></b>						
<b><math>Q_{totale} = 165,49Kn</math></b>						

**II.7.3 vérifications nécessaires**

Selon le CBA93 (Art B.8.1) on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime  $N_U$  à 10% telle que  $N_u^* = 1,1(1,35G + 1,5Q)$

L'effort normal maximum  $N_U = 1790,92Kn$

$$N_u^* = 1,1 \times 1790,92 = 1970,01Kn$$

➤ **Vérification à la résistance (compression simple) du Poteau le plus sollicité**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow B \geq \frac{N_u^*}{\overline{\sigma}_{bc}}$$

Avec :  $\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,5} = 14,2MPa$  et B=la section du poteau.

Ce tableau résume les vérifications à la compression dans tous les niveaux :

**Tableau II.12** : Résultats de vérification des poteaux à la compression simple.

niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	N <sub>u</sub> <sup>*</sup> (kn)	Condition B ≥		observation
			B <sub>calculé</sub>		
			B (m <sup>2</sup> )	B <sub>calculé</sub> (m <sup>2</sup> )	
N8	40× 40	272,08	0,16	0,019	Vérifiée
N7	40× 40	527,54	0,16	0,037	Vérifiée
N6	40× 40	778,18	0,16	0,054	Vérifiée
N5	40× 40	1024,01	0,16	0,072	Vérifiée
N4	40× 40	1265,03	0,16	0,089	Vérifiée
N3	40× 40	1501,22	0,16	0,105	Vérifiée
N2	40× 40	1732,58	0,16	0,122	Vérifiée
N1	40× 40	1970,01	0,16	0,138	Vérifiée

➤ **Vérification au flambement (stabilité de forme)**

D'après le CBA93 (Art B.8.2.1) on doit faire la vérification suivante :

$$N_u^* \leq \overline{N}_u = \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

B<sub>r</sub>: Section réduite du poteau → B<sub>r</sub> = (b - 2) × (h - 2)

A<sub>s</sub>: Section des armatures comprimées

α: Coefficient en fonction de l'élancement λ = l<sub>f</sub>/i tel que : α =

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1+0,2(\lambda/35)^2} \leftarrow \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6(\lambda/50)^2 \leftarrow 50 > \lambda \geq 70 \end{cases}$$

l<sub>f</sub>: Longueur de flambement l<sub>f</sub>=0,7l<sub>0</sub>

$l_0$ : Hauteur libre de poteau

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

$I$ : Moment d'inertie  $I = hb^3/12$

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité du béton =1,5

$\gamma_s$ : Coefficient de l'acier =1,15

D'après le BAEL 91/modifiée99 :  $A_s \in [0,8\% ; 1,2\%]B_r \rightarrow A_s = 1\%B_r$

$$B_r \geq \frac{N_u^*}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right]} = B_{rcal}$$

Le tableau suivant résume les vérifications au flambement :

**Tableau II.13 : Résultat de vérification au flambement.**

poteaux	N8	N7	N6	N5	N4	N3	N2	N1
$N_u^* (kn)$	272,08	527,54	778,18	1024,01	1265,03	1501,22	1732,58	1970,01
$B (m^2)$	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16
$l_0(m)$	3,68	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66	2,66
$l_f(m)$	2,576	1,862	1,862	1,862	1,862	1,862	1,862	1,862
$I(m^4) \times 10^{-3}$	2,133	2,133	2,133	2,133	2,133	2,133	2,133	2,133
$i (m^3)$	0,115	0,115	0,115	0,115	0,115	0,115	0,115	0,115
$\lambda$	22,4	16,19	16,19	16,19	16,19	16,19	16,19	16,19
$\alpha$	0,785	0,815	0,815	0,815	0,815	0,815	0,815	0,815
$B_r (m^2)$	0,144	0,144	0,144	0,144	0,144	0,144	0,144	0,144
$B_{rcal} (m^2)$	0,015	0,029	0,043	0,057	0,07	0,084	0,097	0,109

D'après les résultats on remarque que il ne y'a pas risque de flambement.

➤ **Vérification aux exigences de RPA99/version2003 (Art 7.4.1)**

**Tableau II.14 : Résultats de vérification aux exigences de RPA.**

poteau	Min ( $b \times h$ ) $\geq 25cm$	Min( $b; h$ ) $\geq h_e/20$	$0,25 < b/h < 4$
RDC	Min (40; 40) $\geq 25cm$	20,4	1
Etage courant	Min (40; 40) $\geq 25cm$	15,3	1

**II.8 Conclusion**

Les sections et les épaisseurs adoptées pour les éléments d'après les vérifications qu'on a fait sont :

**Les poteaux :**

RDC+ étage 1 : ----- (40×40) cm<sup>2</sup>

2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage : ----- (40×40) cm<sup>2</sup>

4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage : ----- (40×40) cm<sup>2</sup>

6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étage : ----- (40×40) cm<sup>2</sup>

**Poutres principales :** ----- (30×40) cm<sup>2</sup>

**Poutres secondaires :** ----- (30×35) cm<sup>2</sup>

**Poutres chaînage:** ----- (30×30) cm<sup>2</sup>

**Dalle pleine:** e = 12cm

**Dalle assesseur:** e=15 cm

**Dalle pleine escalier :** e=15cm

# **Chapitre III**

**Etude des éléments secondaire**

### III.1 introduction

Dans ce chapitre, on s'intéresse à l'étude des éléments secondaires qui sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement. Cette étude se fait suivant les calculs des sollicitations les plus défavorables puis, la détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges.

Les éléments secondaires à étudier sont :

- ✓ Les planchers (plancher à corps creux et à dalle pleine) ;
- ✓ L'ascenseur ;
- ✓ L'acrotère ;
- ✓ La poutre de chaînage;
- ✓ Les escaliers.

### III.2 calcul des planchers

#### III.2.1 plancher a corps creux

Ce type de plancher est constitué de hourdis creux, de poutrelles et d'une dalle de compression.

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- ✓ Poutrelles.
- ✓ Dalle de compression.

##### III.2.1.1 Etude des poutrelles

###### ➤ Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, pour cela il existe deux méthodes de calculs :

#### 1) La méthode de forfaitaire.

- **Condition de l'application**

Pour le calcul des moments en appuis et en travée d'une poutre continue on utilise la méthode de forfaitaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

- ✓ Plancher à surcharge modérée  $Q \leq \min(5 \text{ kn/m}^2 ; 2G)$ .
- ✓ Les portées successives doivent satisfaire la condition  $0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$ .
- ✓ La fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé (F P N).
- ✓ Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées en continuité ( $I=\text{constant}$ ).

- **Application de la méthode**

- ✓ **Moments aux appuis ( $M_a < 0$ )**

**Appuis intermédiaires**

$$M_a^{int} = \begin{cases} -0,6M_0: & \text{sur un appui central d'une poutre à 02 travées .} \\ -0,5M_0: & \text{sur les 02 appuis extrêmes voisin des appuis de rives.} \\ -0,4M_0: & \text{sur tout les appuis intermédiaires.} \end{cases}$$

$M_0$  : Le moment isostatique maximal dans la travée.

**Appuis de rive**

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage), cependant le RPA99/2003 (Art : 7.10.a) nous exige de mettre des aciers de fissurations au niveau de ces appuis.

Ces aciers sont calculés à partir d'un moment égal :

$$M_a^{rive} = -0,15M_0 \rightarrow M_0 = \max(M_{01}; M_{0n}).$$

✓ **Moment en travées**

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux expressions suivantes :

$$M_{ti} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \left\{ \begin{matrix} (1 + 0,3\alpha)M_0 \\ 1,05M_0 \end{matrix} \right. \dots\dots\dots (01)$$

$$M_{ti} \geq \begin{cases} \frac{(1,2+0,3\alpha)M_{0i}}{2} \dots \text{travée de rive} \\ \frac{(1+0,3\alpha)M_{0i}}{2} \dots \text{travée intermédiaire} \end{cases} \dots\dots\dots (02)$$

Avec :

- $\alpha = Q / (G + Q)$  : degré de surcharge
- $M_g$  : moment au niveau de l'appui gauche de chaque travée
- $M_d$  : moment au niveau de l'appui droit de chaque travée

✓ **Efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont calculés forfaitairement au niveau des appuis :

$$V = V_0 = q l / 2 \text{ sur tout les appuis sauf les appuis voisins de rives où :}$$

$$V = \begin{cases} 1,15V_0 \dots \dots \dots \text{pour une poutre à deux travées} \\ 1,10V_0 \dots \dots \dots \text{pour une poutre à plusieurs travées} \end{cases}$$

**2) Méthode de Caquot**

- **Condition de l'application**

La méthode de Caquot s'applique lorsque les planches est à surcharge élevé :

$$Q > \min (5 \text{ kn/m}^2 ; 2G).$$

- **Principe de la méthode**

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée afin de tenir compte de la variation des moments d'inertie des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre, ainsi que de l'amortissement des efforts de chargement travées successives.

• **Application de la méthode**

✓ **Moment en appui**

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

Avec :

- $l' = \begin{cases} 0,8l & \dots \dots \text{travée intermédiaire} \\ l & \dots \dots \text{travée de rive} \end{cases}$
- $l'_g, l'_d$ : longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré
- $q_g, q_d$ : chargement à gauche et à droite de l'appui considéré

✓ **Moment en travée**

$$M_{(x)} = M_{0(x)} + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}$$

$$M_{0(x)} = q \times \frac{x}{2} (l - x); \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

✓ **Efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont déterminés en utilisant la méthode de la RDM :

$$V_i = \pm \frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

Avec :

- $M_i$  : moment sur l'appui de droite de la travée considérée.
- $M_{i+1}$  : moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.
- $l_i$  : portée de la travée.

**Remarque**

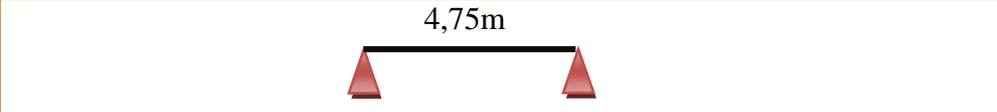
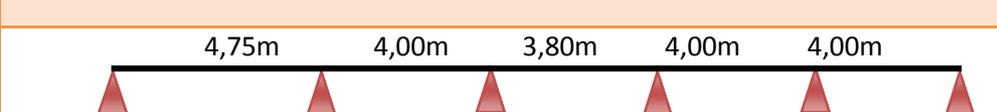
Si l'une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas observée, on utilise la méthode de Caquot minorée, pour cela, les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G par  $G' = 2/3G$ .

➤ **Types de poutrelles**

On distingue cinq types de poutrelles

**Tableau III.1 : Types de poutrelles.**

type	Schéma statique
------	-----------------

Type1	
Type2	
Type3	
Type4	
Type5	

➤ **Choix de la méthode de calcul des sollicitations**

Pour notre projet, on dispose de deux natures des poutrelles

- ✓ Poutrelles isostatiques : la détermination des sollicitations se fait par l’application des méthodes de la RDM.
- ✓ Poutrelles hyperstatiques (continues) : les sollicitations se déterminent soit par l’application de la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant :

**Tableau III.2 :** Choix de méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.

Types de poutrelles	Condition d’application de la méthode forfaitaire	cause	Méthode adoptée
Type 1, 3 et 4	Vérifiée	$\left\{ \begin{array}{l} Q^{max} = 5 \text{ kn/m}^2 \leq \min(5 \text{ kn/m}^2, 2G) \\ F.P.N \\ 0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25 \\ I = \text{constant} \end{array} \right.$	Méthode forfaitaire
Type 2 et 5	/	Poutrelle isostatique	Méthode de la RDM

**Remarque**

- ✓ Etage courant : types (1, 2, 3, 4, 5)
- ✓ Terrasse inaccessible : types (1, 2, 3, 4, 5)

Tableau III.3 : Les différentes charges sur les poutrelles.

nature	G	Q	ELU		ELS	
			$p_u = 1,35G + 1,5Q$	$q_u = 0,65p_u$	$p_s = G + Q$	$q_s = 0,65p_s$
Etage courant (usage d'habitation)	5,25	1,5	9,34	6,07	6,75	4,38
Terrasse inaccessible	6,38	1	10,11	6,57	7,38	4,79

### ➤ Exemple de calcul

On exposera un exemple de calcul sur la méthode de forfaitaire, soit le type 01 du plancher étage courant.

#### • Calcul des sollicitations dans la poutrelle

##### 1) Schéma statique

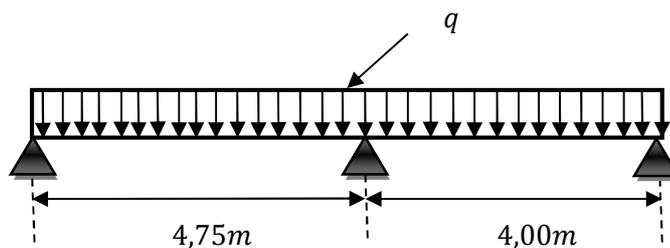


Figure III.1 : Schéma statique de la poutrelle.

##### 2) Le chargement

$$\begin{cases} ELU: q_u = 6,07 \text{ kn/m} \\ ELS: q_s = 4,38 \text{ kn/m} \end{cases}$$

##### 3) Calcul des moments

✓ Le moment isostatique ( $M_0 = \frac{ql^2}{8}$ )

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} ELU: M_0^1 = 17,12 \text{ kn.m} \\ ELS: M_0^1 = 12,35 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} ELU: M_0^2 = 12,14 \text{ kn.m} \\ ELS: M_0^2 = 8,76 \text{ kn.m} \end{cases}$$

✓ Moments aux appuis

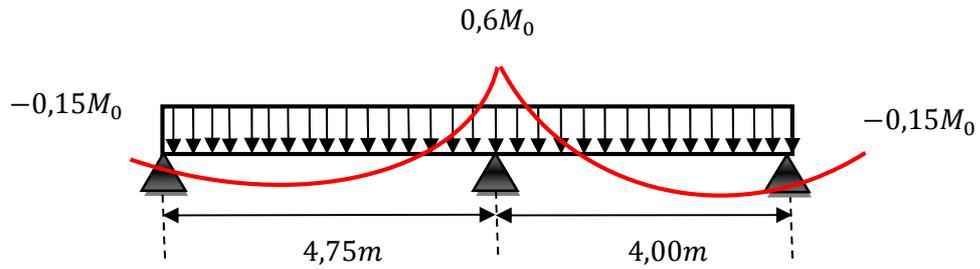


Figure III.2 : Diagramme des moments aux appuis d'une poutre à 02 travées.

**Appuis de rive**

$$M_a^{rive} = -0,15M_0 \rightarrow M_0 = \max(M_0^1; M_0^2)$$

Donc :  $\begin{cases} ELU: M_u^{rive} = -2,57 \text{ kn.m} \\ ELS: M_s^{rive} = -1,85 \text{ kn.m} \end{cases}$

**Appuis intermédiaires**

$$M_B^{int} = -0,6M_0 \rightarrow M_0 = \max(M_0^1; M_0^2)$$

Donc :  $\begin{cases} ELU: M_u^{int} = 10,27 \text{ kn.m} \\ ELS: M_s^{int} = 7,41 \text{ kn.m} \end{cases}$

✓ **Moments en travées**

Les moments en travées sont déterminés à partir du maximum entre les deux conditions suivantes :

$$M_{ti} \geq \max((1 + 0,3\alpha; 1,05)M_0) - (M_g + M_d)/2 \dots\dots\dots (01)$$

$$M_{ti} \geq \begin{cases} \frac{(1,2+0,3\alpha)M_{0i}}{2} \dots \text{travée de rive} \\ \frac{(1+0,3\alpha)M_{0i}}{2} \dots \text{travée intermédiaire} \end{cases} \dots\dots\dots (02)$$

$$\alpha = \frac{q}{G+q} = \frac{1,5}{5,25+1,5} = 0,222$$

**Travée AB** (travée de rive) :

$$ELU : M_t \geq \max((1 + 0,3 \times 0,222; 1,05) \times 17,12) - (0 + 10,27)/2$$

$$\begin{cases} M_t \geq 13,12 \text{ kn.m} \dots\dots\dots (01) \\ M_t \geq 10,84 \text{ kn.m} \dots\dots\dots (02) \end{cases}$$

D'où :  $M_t \rightarrow \begin{cases} ELU: M_u^t = 13,12 \text{ kn.m} \\ ELS: M_s^t = 9,46 \text{ kn.m} \end{cases}$

**Travée BC** (travée de rive) :

$$ELU : M_t \geq \max((1 + 0,3 \times 0,222; 1,05) \times 12,14) - (10,27 + 0)/2$$

$$\begin{cases} M_t \geq 7,81 \text{ kn.m} \dots \dots \dots (01) \\ M_t \geq 7,68 \text{ kn.m} \dots \dots \dots (02) \end{cases}$$

$$D'o\grave{u} : M_t \rightarrow \begin{cases} ELU : M_u^t = 7,81 \text{ kn.m} \\ ELS : M_s^t = 5,63 \text{ kn.m} \end{cases}$$

4) Evaluation des efforts tranchants

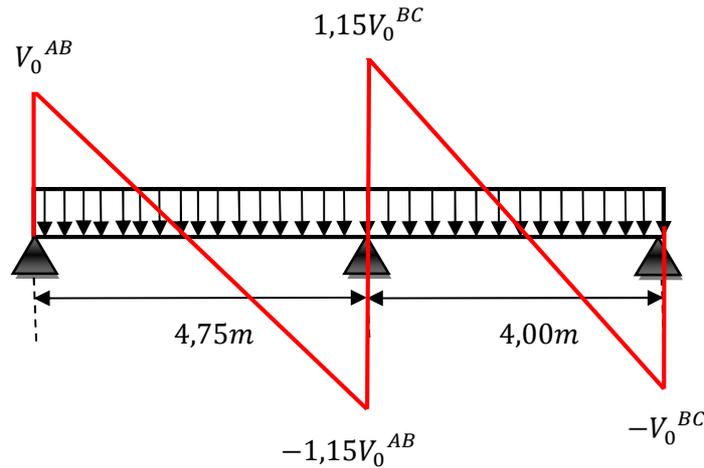


Figure III.3 : Diagramme des efforts tranchants d'une poutrelle à 02 travées.

On a :  $V_0 = q_u l / 2$  (Effort tranchant isostatique)

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} V_A = q_u \times l_{AB} / 2 = 14,41 \text{ kn} \\ V_B = -1,15(q_u \times l_{AB} / 2) = -16,57 \text{ kn} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} V_B = 1,15(q_u \times l_{BC} / 2) = 13,96 \text{ kn} \\ V_C = -q_u \times l_{BC} / 2 = -12,14 \text{ kn} \end{cases}$$

Les résultats de calcul des sollicitations maximales à l'ELU et à L'ELS des différents types de poutrelles par niveaux sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.4 : Sollicitations max dans les différents types de poutrelles des étages courants.

type	ELU				ELS		
	Evaluation des moments (kn.m)			Efforts tranchants $V_u$ (kn)	Evaluation des moments (kn.m)		
	$M_a^{rive}$	$M_a^{int}$	$M_t$		$M_a^{rive}$	$M_a^{int}$	$M_t$
T1	-2,57	-10,27	13,12	16,57	-1,85	-7,41	9,46
T2	-2,57	/	17,11	14,41	-1,85	/	12,35
T3	-1,82	-7,28	9,3	13,96	-1,31	-5,25	6,72
T4	-2,57	-8,55	13,97	15,85	-1,85	-6,17	10,08
T5	-1,82	/	12,14	12,14	-1,31	/	8,76
Max	-2,57	-10,27	17,11	16,57	-1,85	-7,41	12,35

**Tableau III.5 :** Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de la terrasse inaccessible.

type	ELU			Efforts tranchants $V_u$ (kn)	ELS		
	Evaluation des moments (kn.m)				Evaluation des moments (kn.m)		
	$M_a^{rive}$	$M_a^{int}$	$M_t$		$M_a^{rive}$	$M_a^{int}$	$M_t$
<b>T1</b>	-2,78	-11,12	13,90	17,95	-2,02	-8,11	10,14
<b>T2</b>	-2,78	/	18,53	15,61	-2,02	/	13,50
<b>T3</b>	-1,97	-7,88	9,85	15,11	-1,43	-5,75	7,19
<b>T4</b>	-2,78	-9,26	14,83	17,17	-2,02	-6,76	10,82
<b>T5</b>	-1,97	/	13,14	13,14	-1,43	/	9,58
<b>Max</b>	-2,78	-11,12	18,53	17,95	-2,02	-8,11	13,50

➤ **Ferraillage des poutrelles**

- **Ferraillage longitudinale**

Les poutrelles des différents niveaux vont être ferraillées en fonction des sollicitations maximales, pour cela on désigne 03 groupes de ferraillage :

**Tableau III.6 :** Sollicitations optées pour le ferraillage des poutrelles.

Niveaux	Sollicitation les plus défavorable						
	ELU				ELS		
	$M_a^{rive}$ (kn.m)	$M_a^{int}$ (kn.m)	$M_t$ (kn.m)	V (kn)	$M_a^{rive}$ (kn.m)	$M_a^{int}$ (kn.m)	$M_t$ (kn.m)
<b>Etage courant</b>	-2,57	-10,27	17,11	16,57	-1,85	-7,41	12,35
<b>Terrasse inaccessible</b>	-2,78	-11,12	18,53	17,95	-2,02	-8,11	13,50

➤ **Exemple de calcul (étage courant)**

Données :

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_t = 17,11 \text{ kn.m} \\ M_a^{int} = -10,27 \text{ kn.m} \\ M_a^{rive} = -2,57 \text{ kn.m} \\ V = 16,57 \text{ kn} \end{cases}
 \quad
 \text{ELS : } \begin{cases} M_t = 12,35 \text{ kn.m} \\ M_a^{int} = -7,41 \text{ kn.m} \\ M_a^{rive} = -1,85 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$b = 0,65\text{m} ; b_0 = 0,10\text{m} ; h = 0,20\text{m} ; h_0 = 0,04\text{m} ; F_e = 400\text{MPa} ; f_{c28} = 25\text{MPa}$$

✓ **Ferraillage en travée**

Le moment équilibré par la table de compression  $M_{Tu}$  :

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14,2 \times 0,65 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) = 0,059 \text{ Mn.m}$$

$$M_{Tu} = 0,059 \text{ MN.m} > M_{tu} = 0,01711 \text{ MN.m} \rightarrow \text{Calcul d'une section rectangulaire (b} \times \text{h)}.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{17,11 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,057 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0,057 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0 ; A_t = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,057}\right) = 0,073$$

$$z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,073) = 0,175$$

$$\rightarrow A_t = \frac{0,01711}{0,175 \times 348} = 2,81 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

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

$$A_t^{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_t = 2,81 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- ✓ **Ferraillage aux appuis**

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela on va considérer une section ( $b_0 \times h$ ).

### Appuis intermédiaire

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10,27 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,223 > 0,186 \text{ pivot B}$$

$$\mu_{bu} = 0,223 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}\right) = (1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,223})) = 0,319$$

$$z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,319) = 0,157$$

$$\varepsilon_{st} = \frac{3,5}{1000} \times \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha}\right) = \frac{3,5}{1000} \times \left(\frac{1 - 0,319}{0,319}\right) = 7,47 \times 10^{-3} > \varepsilon_l = 1,74 \times 10^{-3}$$

$$A_a^{\text{int}} = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{10,27 \times 10^{-3}}{0,157 \times 348} = 1,87 \text{ cm}^2$$

### Appuis de rive

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2,567 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,086 < 0,186 \text{ pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0,086 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,072$$

$$z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,175$$

$$A_a^{rive} = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}} = \frac{2,567 \times 10^{-3}}{0,175 \times 348} = 0,42 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_a^{min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times 2,1}{400} = 0,21 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{min} = 0,21 \text{ cm}^2 < A_a^{int} = 1,87 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$A_a^{min} = 0,21 \text{ cm}^2 < A_a^{rive} = 0,42 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Choix de barres**

**En travée :** .....A=2,81cm<sup>2</sup> → soit 3HA12=3,39cm<sup>2</sup>

**En appuis intermédiaire :** .....A=1,87cm<sup>2</sup> → soit 2HA12=2,26cm<sup>2</sup>

**En appui de rive :** .....A=0,42cm<sup>2</sup> → soit 1HA12=1,13 cm<sup>2</sup>

• **Ferraillage transversal**

$$\Phi_t \geq \left( \Phi_t^{min}, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \Phi_t \geq \min(10; 5,71; 10) = 5,71 \text{ mm}$$

On prend  $\Phi_t = 6 \text{ mm}$ , d'où :  $A_t = 2\Phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$

• **Les vérifications nécessaires**

**Vérifications à ELU**

✓ **Vérification de rupture par cisaillement**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{16,57 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18} = 0,92 \text{ MPa}$$

$$FPN \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc il n'y'a pas risque de rupture par cisaillement.

✓ **Espacement S<sub>t</sub>**

Les espacements entre les armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes :

- 1)  $S_t \leq \min(0,9 \times d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 16,2 \text{ cm}$
- 2)  $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq 57 \text{ cm}$
- 3)  $S_t \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq 62,88 \text{ cm}$

$S_t = \min(1,2,3)$  ; on adopte  $S_t = 15 \text{ cm}$

✓ **Vérfications des armatures longitudinales  $A_l$  vis-à-vis de l'effort tranchant**

**Appui de rive**

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l^{min} \geq \frac{1,15}{400} \times 16,57 \times 10^{-3} = 0,48 \text{ cm}^2$$

$$A_l^{min} = 1HA10 + 3HA12 = 4,18 \text{ cm}^2 \geq 0,48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition verifié}$$

**Appui intermédiaire**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M}{0,9d} \right) \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15}{400} \left( 16,57 \times 10^{-3} - \frac{10,27 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18} \right)$$

$A_l = -1,34 \times 10^{-4} < 0 \Rightarrow$  Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

✓ **Vérification de la bielle**

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{a \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } a = \min(0,9d ; (40 - 4) \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

Ce qui donne :  $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \Leftrightarrow 16,57 \text{ KN} < 108,135 \text{ KN} \dots \text{vérifiée.}$

✓ **Vérification de la jonction table nervure**

$$\tau_1^u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\text{avec } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

$$\tau_1^u = 1,08 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

**Vérification à ELS**

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification des contraintes ;
- ✓ Vérification de la flèche.
- **Vérification des contraintes**

On doit vérifier :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

- **En travée**

**Position de l'axe neutre (H)**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -191,9 \text{ cm}^3 < 0 \Rightarrow \text{Calcul d'une section en T}$$

**Calcul de y et I**

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

$$\sqrt{\Delta} = 316,96 \Rightarrow y = 4,61 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0)\frac{(y-h_0)^3}{3} + 15A(15 - y)^2 \Rightarrow I = 11235,57 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12,35 \times 4,61 \times 10^{-5}}{11235,57 \times 10^{-8}} = 5,06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **En appui intermédiaire**

**Position de l'axe neutre (H)**

$$H = \frac{b_0 \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -394,6 \text{ cm}^3 < 0$$

$\Rightarrow$  calcul d'une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ )

**Calcul de y et I**

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15.A.y - 15.A.d = 0 \Leftrightarrow 5y^2 + 28,8y - 518,4 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 115,56 \Rightarrow 8,17 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{10 \times (8,17)^3}{3} + 15 \times 1,92(18 - 8,17)^2$$

$$I = 6731,37 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7,426 \times 8,17 \times 10^{-5}}{6731,37 \times 10^{-8}} = 9 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

✓ **Vérification de la flèche**

**Condition de vérification de la flèche**

**Données :**  $l = 4,75 \text{ m}$  ;  $M_{0s} = 12,35 \text{ m}$  ;  $M_{ts} = 12,35 \text{ kn.m}$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont observées :

1)  $h \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0s}} \times l \Leftrightarrow h = 20 \text{ cm} < 31,66 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

2)  $A \leq \frac{3,6 \times b_0 \times d}{f_e} \Leftrightarrow A = 3,39 \text{ cm}^2 < 1,62 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

3)  $L < 8 \text{ m} \Leftrightarrow 4,75 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

Puisque la première et la deuxième condition ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \bar{f} ; l < 5 \text{ m} \rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{475}{500} = 9,5 \text{ mm}$$

$\Delta f$  : La flèche à calculer selon le BAEL en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissures,...).

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots \dots \dots \text{BAEL91/99.}$$

Pour le calcul de ces on aura besoin de

$$\begin{cases} q_{gser} = G \times l_0 = 3,41 \text{ kn/m} \\ q_{jser} = (G - G_{rev}) \times l_0 = 2,5 \text{ kn/m} \\ q_{pser} = (G + Q) \times l_0 = 4,39 \text{ kn/m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ser}^g = \frac{M_{ts}}{M_{0s}} \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 9,61 \text{ km.m} \\ M_{ser}^j = \frac{M_{ts}}{M_{0s}} \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 7,05 \text{ km.m} \\ M_{ser}^p = \frac{M_{ts}}{M_{0s}} \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 12,38 \text{ km.m} \end{cases}$$

**Module de Young instantané et différé**

$$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 3 \times E_v = 32456,60 \text{ MPa} \end{cases}$$

**Coefficients  $\lambda, \mu$**

Les coefficients  $\lambda$  et  $\mu$  sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \rho} = 2,26 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 0,9 \end{cases} \quad \text{Avec, } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{10 \times 18} = 0,0188$$

**Calcul des  $\sigma_{st}$**

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} = 123,88 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} = 90,81 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} = 159,45 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} y = 4,61 \text{ cm} \\ I = 11235,57 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_g = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) = 0,66 \\ \mu_j = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) = 0,57 \\ \mu_p = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) = 0,74 \end{cases}$$

**Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches**

$$Y_G = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A \times d}{b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times A} = 7,12 \text{ cm}$$

D'où,

$$I_0 = \frac{b \times y_G^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - y_G)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (y_G - h_0)^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_G)^2$$

$$I_0 = 23503,05 \text{cm}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{f_{gi}} = \frac{1,1I_0}{1+\mu_g \times \lambda_i} = 10376,20 \text{cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = \frac{1,1I_0}{1+\mu_j \times \lambda_i} = 11298,55 \text{cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = \frac{1,1I_0}{1+\mu_p \times \lambda_i} = 9674,20 \text{cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = \frac{1,1I_0}{1+\mu_g \times \lambda_v} = 16219,19 \text{cm}^4 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} f_{gi} = M_{ser}^g \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 4,64 \text{mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 3,12 \text{mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 6,40 \text{mm} \\ f_{gv} = M_{ser}^g \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 8,91 \text{mm} \end{array} \right.$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 7,55 \text{mm} < \bar{f} = 9,5 \text{mm} \dots \dots \dots \text{la flèche est vérifiée.}$$

Le ferrailage des autres types des poutrelles est résumé dans le tableau suivant :

**Tableau III.7 :** Calcul du ferrailage à ELU des différents niveaux.

Niveaux	Endroit	$M^{max}$ (Kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$ $10^{-2}$	Z (m)	$A_{cal}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{min}$ ( $\text{cm}^2$ )	Choix des sections ( $\text{cm}^2$ )
Etage courant	travée	17,11	0,057	7,3	0,175	2,81	1,41	3HA12=3,39
	Appui inter	11,12	0,056	7,2	0,175	1,87	0,21	2HA12=2,26
	Appui de rive	2,57	0,223	31,9	0,157	0,42	0,21	1HA12=1,13
Terrasse inaccessible	travée	18,53	0,061	8	0,174	3,06	1,41	3HA12=3,39
	Appui inter	11,12	0,241	35,1	0,154	2,07	0,21	2HA12=2,26
	Appui de rive	2,78	0,06	7,7	0,174	0,45	0,21	1HA12=1,13

Vérification des poutrelles aux états limite (ELU et ELS)

Les vérifications des poutrelles aux états limite sont illustrées dans les tableaux ci-après :

**Tableau III.8 :** Vérification des poutrelles à l'ELU.

Niveaux	Cisaillemen $t \tau_u < \bar{\tau}$ (MPa)	Armatures longitudinales $A_l^{min}(\text{cm}^2) \geq$		Bielle $V_u \leq 0.267. \alpha. b_0. f_{ct}$ (KN)	Jonction $\tau_1^u \leq \bar{\tau}$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right)$		
Etage courant	0,92 < 3,33	4,18 > 0,48	/	16,57 < 108,135	1,08 < 3,33
terrasse	0,99 < 3,33	4,18 > 0,51	/	17,95 < 108,135	1,17 < 3,33

inaccessible					
observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III.9 : Vérification des contraintes à ELS.

niveaux	endroit	M <sub>s</sub> (kn.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	observation
Etage courant	travée	12,35	3,39	4,61	11235,57	5,07	15	vérifiée
	appui	7,41	2,26	8,17	6731,37	9,00	15	vérifiée
terrasse inaccessible	travée	13,50	3,39	4,61	11235,57	5,55	15	vérifiée
	appui	8,11	2,26	8,17	6731,37	9,85	15	vérifiée

Tableau III.10 : Vérification de la flèche à ELS.

Niveaux	Etage courant	Terrasse inaccessible
L (m)	4,75	4,75
q <sub>j ser</sub> (KN/m)	2,5	3,25
q <sub>g ser</sub> (KN/m)	3,41	4,14
q <sub>p ser</sub> (KN/m)	4,38	4,79
M <sub>j ser</sub> (KN.m)	7,05	9,16
M <sub>g ser</sub> (KN.m)	9,61	11,60
M <sub>p ser</sub> (KN.m)	12,38	13,50
I (cm <sup>4</sup> )	11235,57	11235,57
I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	23503,05	23503,05
λ <sub>i</sub>	2,26	2,26
λ <sub>v</sub>	0,9	0,9
σ <sub>st</sub> <sup>j</sup> (MPa)	90,81	120,66
σ <sub>st</sub> <sup>g</sup> (MPa)	123,88	152,48
σ <sub>st</sub> <sup>p</sup> (MPa)	159,45	176,43
μ <sub>j</sub>	0,57	0,67
μ <sub>g</sub>	0,66	0,72
μ <sub>p</sub>	0,74	0,76
I <sub>fji</sub> (cm <sup>4</sup> )	11298,55	10282,93
I <sub>fgi</sub> (cm <sup>4</sup> )	10376,20	9840,64
I <sub>fpi</sub> (cm <sup>4</sup> )	9674,20	9513,30
I <sub>fgv</sub> (cm <sup>4</sup> )	16219,19	15687,71
f <sub>ji</sub> (mm)	3,12	5,16
f <sub>gi</sub> (mm)	4,64	6,88
f <sub>pi</sub> (mm)	6,40	8,23
f <sub>gv</sub> (mm)	8,91	12
Δf (mm)	7,55	8,19
f <sub>adm</sub> (mm)	9,5	9,5
Observation	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III.11 : Schéma de ferrailage des poutrelles par niveaux.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Terrasse inaccessible et étage courant			

III.2.1.2 Etude de la dalle de compression

On utilise des barres de type rond lisses de nuance  $f_e = 235 \text{ Mpa}$

Selon le BAEL91 (B.6.8,423) la dalle de compression sera armée par un quadrillage de barres les dimension de mailles ne doivent pas dépasser :

-20cm (5p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

-33cm (3p.m) pour les armatures parallèles aux nervures.

✓ Armature perpendiculaires aux poutrelles

On a  $50 \leq L_0 \leq 80$  avec  $L_0$  : distance entre axe des poutrelles.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1,1 \text{ cm}^2/ml$$

✓ Armatures parallèle aux poutrelles

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,55 \text{ cm}^2/ml$$

Soit :  $\begin{cases} A_{\perp}: 5\emptyset 6 \rightarrow S_t = 20\text{cm} \leq 20\text{cm} \dots CBA \\ A_{\parallel}: 4\emptyset 6 \rightarrow S_t = 25\text{cm} \leq 30\text{cm} \dots CBA \end{cases}$

Donc on adopte un treillis soudé de mailles (150\*150)  $\text{cm}^2$

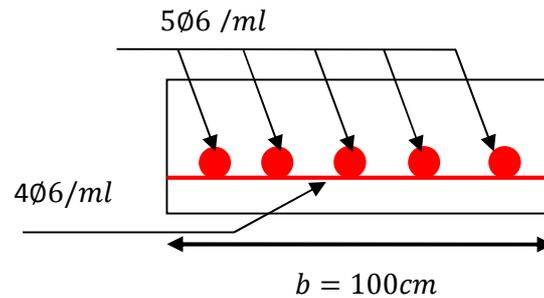


Figure III.4 : Ferrailage de la dalle de compression.

### III.2.2 plancher à dalle pleine

Une dalle pleine est définie comme une plaque mince horizontale, cette dernière repose sur un ou plusieurs appuis.

#### ➤ Types de dalles pleines

On a 03 types de dalles pleines :

Type01 : dalle sur 02 appuis (panneau D1)

Type02 : dalle sur 03 appuis (panneaux D2, D3, D4, D5)

Type03 : dalle sur 04 appuis (panneau D6)

#### III.2.2.1 La dalle sur 02 appuis (D1)

##### ✓ Caractéristiques de la dalle :

$L_x$  : Distance minimale entre nus d'appuis  $L_x = 1,20m$

$L_y$  : Distance maximale entre nus d'appuis  $L_y = 2,40m$

$G = 4,4 kn/m^2$  ;  $Q = 3,5 kn/m^2$

$\rho = L_x/L_y \rightarrow \rho = 0,5 > 0,4$  La dalle travaille selon les deux sens.

##### ✓ Calcul le chargement

$$\begin{cases} q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 11,19 kn/ml \\ q_s = G + Q = 7,9 kn/ml \end{cases}$$

##### ✓ Les sollicitations

Les moments  $M_{x0}$  et  $M_{y0}$  :

$$ELU: \begin{cases} M_{0u}^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0966 \times 11,19 \times 1,2^2 = 1,55 kn.m \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_{0u}^x = 0,2500 \times 1,55 = 0,39 kn.m \end{cases}$$

$$ELS: \begin{cases} M_{0s}^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0,0966 \times 7,9 \times 1,2^2 = 1,01 kn.m \\ M_{0s}^y = \mu_y \times M_{0s}^x = 0,2500 \times 1,01 = 0,252 kn.m \end{cases}$$

Moments en travée :

$$ELU: \begin{cases} M_{tu}^x = 0,85 \times M_{0u}^x = 1,31 \text{ kn.m} \\ M_{tu}^y = 0,85 \times M_{0u}^y = 0,33 \text{ kn.m} \end{cases} \quad ELS: \begin{cases} M_{ts}^x = 0,85 \times M_{0s}^x = 0,86 \text{ kn.m} \\ M_{ts}^y = 0,85 \times M_{0s}^y = 0,22 \text{ kn.m} \end{cases}$$

**Moment aux appuis :**

$$ELU: \begin{cases} M_{au}^x = -0,5 \times M_{0u}^x = 0,78 \text{ kn.m} \\ M_{au}^y = -0,5 \times M_{0u}^y = 0,78 \text{ kn.m} \end{cases} \quad ELS: \begin{cases} M_{as}^x = -0,5 \times M_{0s}^x = 0,51 \text{ kn.m} \\ M_{as}^y = -0,5 \times M_{0s}^y = 0,51 \text{ kn.m} \end{cases}$$

**L'effort tranchant :**

$$\begin{cases} V_u^x = q_u \times l_x / 2 \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 6,32 \text{ kn} \\ V_u^y = q_u \times l_y / 2 \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 0,78 \text{ kn} \end{cases} \rightarrow V_u^{max} = 6,32 \text{ kn}$$

➤ **Le ferrailage**

**Tableau III.12 :** Ferrailage de dalles sur 02 appuis (D1).

position	sens	M Kn.m	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>choisit</sub> (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
travée	Selon	1,31	0,009	0,011	9,95	0,37	1,16	3HA8=1,51	25
	Selon y	0,33	0,002	0,002	9,99	0,09	0,96	3HA8=1,51	33
En appui	Sens x,y	0,78	0,005	0,006	9,97	0,22	0,96	3HA8=1,51	33

✓ **Condition de non fragilité**

Pour  $e > 12 \text{ cm}$  et  $\rho > 0,4$  donc

$$A_x^{min} = 0,008 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e = 0,0008 \times 1,21 \times 1 \times 0,12 = 1,16 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = 0,0008 \times b \times e = 0,0008 \times 1 \times 0,12 = 0,96 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification sur le diamètre des barres**

$$\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{120}{10} \rightarrow \phi \leq 12 \text{ mm}$$

✓ **Vérification des espacements St**

$$\begin{cases} S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} & \text{vérifiée} \\ S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(4e, 45) = 45 \text{ cm} & \text{vérifiée} \end{cases}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{bu}^{max} = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{6,32 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1} = 0,063 \text{ Mpa} \leq \tau_{adm} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa}$$

✓ **Vérification à l'ELS**

**Vérification des contraintes**

La dalle se situe à l'intérieur (FPN), alors on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{mpa}$$

**Calcul de I et y**

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

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

**Tableau III.13** : Vérification l'état limite de compression du béton.

position	sens	M <sub>ser</sub> (kn.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	σ̄ <sub>bc</sub> (Mpa)	observation
En travée	Sens x	0,86	1714,66	1,9	0,95	15	vérifiée
	Sens-y	0,22	1714,66	1,9	0,24	15	vérifiée
En appui	Sens x,y	0,51	1714,66	1,9	0,56	15	vérifiée

**Vérification de la flèche**

**Sens xx :**

$$1) \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \leftrightarrow \geq 1 \geq 0,042 \quad \text{vérifiée}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \leftrightarrow 0,0012 \leq 0,005 \quad \text{vérifiée}$$

**Sens yy**

$$1) \frac{h}{l_y} \geq \frac{M_t^y}{20 \times M_0^y} \leftrightarrow \geq 0,5 \geq 0,028 \quad \text{vérifiée}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \leftrightarrow 0,0012 \leq 0,005 \quad \text{vérifiée}$$

Les 02 conditions sont vérifiées dans les 02 sens donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaires.

**III.2.2.2 Dalle sur 03 appuis (D4)**

✓ **Les caractéristiques de la dalle :**

L<sub>x</sub> : distance minimal entre nus d'appui (L<sub>x</sub>=1,4m)

L<sub>y</sub> : distance maximal entre nus d'appui (L<sub>y</sub>=4,35m)

G=4,4 kn/m<sup>2</sup> ; Q=3,5 kn/m<sup>2</sup>

## ✓ Calcul de chargement

$$q_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times 1 \text{ ml} = 11,19 \text{ kn/ml}$$

$$q_s = (G + Q) \times 1 \text{ ml} = 7,9 \text{ kn/ml}$$

✓ Calcul des moments  $M_{ox}$  et  $M_{oy}$ 

$$L_x = 1,4 \text{ m} < \frac{L_y}{2} = 2,175 \text{ m} \rightarrow M_{ox} = \frac{q \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times q \times L_x^3}{3} \text{ et } M_{oy} = \frac{q \times L_x^3}{6}$$

Donc :

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_{ox} = 27,23 \text{ kn.m} \\ M_{oy} = 5,12 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_{ox} = 19,21 \text{ kn.m} \\ M_{oy} = 3,61 \text{ kn.m} \end{cases}$$

## ✓ Calcul des moments corrigés (réels)

**En travée**

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_{ox} = 23,15 \text{ kn.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_{oy} = 4,34 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_{ox} = 16,33 \text{ kn.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_{oy} = 3,07 \text{ kn.m} \end{cases}$$

**En Appui**

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_a^x = -0,3 \times M_{ox} = 8,16 \text{ kn.m} \\ M_a^y = -0,5 M_{oy} = 13,61 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_a^x = -0,3 \times M_{ox} = 5,76 \text{ kn.m} \\ M_a^y = -0,5 M_{oy} = 9,60 \text{ kn.m} \end{cases}$$

## ➤ Le ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de  $(1 \times e) \text{ m}^2$

FN  $c \geq 3 \text{ cm}$  soit  $c = 3 \text{ cm}$  ce qui donne  $d = e - c = 12 - 3 = 9 \text{ cm}$

**Tableau III.14** : Ferrailage de dalles sur 3 appuis (D4).

position	sens	M Kn.m	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>choisit</sub> (cm <sup>2</sup> )
En travée	Selon x-x	23,15	0,201	0,283	0,079	8,42	8HA12=9,05
	Selon y-y	4,34	0,037	0,048	0,088	1,41	3HA8=1,51

<b>En appui</b>	Sens x,y	8,169	0,071	0,092	0,086	2,72	4HA10=3,14
-----------------	----------	-------	-------	-------	-------	------	------------

• **Vérifications à ELU**

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_x^{min} = A_y^{min} = 0,0008 \times b \times e = 0,0008 \times 1 \times 0,12 = 0,96cm^2$$

✓ **Vérification sur le diamètre des barres**

$$\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{120}{10} \rightarrow \phi \leq 12mm$$

✓ **Vérification des espacements St**

Selon  $L_x$  : charge répartie et FN →  $S_t = 20 \leq \min(2e, 25cm) = 24cm$ ..... Vérifiée

Selon  $L_y$ : charge répartie et FN →  $S_t \leq \min(2e, 25cm) = 24cm$ ..... Vérifiée

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{q \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{11,19 \times 1,4}{2} \times \frac{4,35^4}{1,4^4 + 4,35^4} = 7,83 kn$$

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b \times d} = \frac{7,83 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 0,087 Mpa \leq \tau_{adm} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 MPa$$

• **Vérification a L'ELS**

➤ **vérification des contraintes**

On ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton et acier :

**Béton** :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15mpa$

**Acier** :  $\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{nf_{tj}}\right)$

**Calcul I et y**

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

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

**Tableau III.15** : Vérification l'état limite de compression du béton.

position	sens	M <sub>ser</sub> (kn.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	σ̄ <sub>bc</sub> (Mpa)	observation
<b>En travée</b>	Sens-x	16,33	5499,27	3,76	11,16	15	vérifiée
	Sens-y	3,07	1368,57	1,8	4,05	15	vérifiée
<b>appui</b>	Sens x,y	5,763	2510,69	2,47	5,69	15	vérifiée

**Tableau III.16** : Vérification des états limites d'ouverture des fissures.

position	sens	$M_{ser}$ (kn.m)	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	observation
En travée	Sens x-x	16,33	233,18	201,63	N vérifiée
	Sens y-y	3,07	242,16	201,63	N .vérifiée
En appui	Sens x,y	5,763	224,72	201,63	N .vérifiée

On remarque que les contraintes d'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer à l'EIS.

✓ Calcul à l'EIS

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\times\overline{\sigma}_{st}}; \alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{\alpha}} \quad \alpha \in [0,1] ; \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}}$$

Après le recalcul nous avons obtenues des résultats qui sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau III.17 : Calcul de section d'acier à L'EIS.

position	sens	$M_{ser}$ (kn.m)	$A_{elu}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$\alpha$	$\beta$	$A_{ser}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{choisit}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
En travée	Sens x-x	16,33	9,05	0,442	0,0099	10,55	7HA14=10,78
	Sens y-y	3,07	1,51	0,217	0,00187	1,82	3HA10=2,36
En appui	Sens x, y	5,763	2,26	0,275	0,00317	3,49	5HA10=3,93

➤ Vérification de la flèche

- 1)  $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(3/80; \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x}\right) \leftrightarrow 0,085 \geq 0,042$  vérifiée
- 2)  $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \leftrightarrow 0,012 \leq 0,005$  non vérifiée

La 2eme condition n'est pas vérifiée donc on doit vérifier la flèche.

Tableau III.18 : Vérification de la flèche.

Données (kn.m)		Moment (kn.m)		Contraintes (MPa)		Flèches (mm)	
<b>j</b>	3	$M_j$	6,2	$\sigma_j$	75,138	$f_{ij}$	0,34
<b>G</b>	4,4	$M_g$	9,1	$\sigma_g$	110,20	$f_{ig}$	0,59
						$f_{gv}$	1,27
<b>p</b>	7,9	$M_p$	16,3	$\sigma_p$	197,86	$f_{ip}$	1,24

$f = 1,58 \text{ mm} < \overline{f} = 2,8 \text{ mm} \dots \dots \dots$  La condition de flèche est vérifiée.

La flèche est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

➤ Etudes des panneaux (D2, D3, D5)

Tableau III.19 : Les caractéristiques des dalles (D2, D3, D5).

D2	D3	D5
$L_x=1,4\text{ m}$ $L_y=3,85\text{ m}$ $G=4,4\text{ kn/m}^2$ $Q=3,5\text{ kn/m}^2$	$L_x=1,4\text{ m}$ $L_y=3,6\text{ m}$ $G=4,4\text{ kn/m}^2$ $Q=3,5\text{ kn/m}^2$	$L_x=1,4\text{ m}$ $L_y=3,4\text{ m}$ $G=4,4\text{ kn/m}^2$ $Q=3,5\text{ kn/m}^2$

Tableau III.20 : Calcul des sollicitations selon sens x-x et y-y.

Dalle	Chargement		Les moments							
	$P_u\text{ (kn)}$		$M_{tx}\text{ (kn.m)}$		$M_{ax}\text{ (kn.m)}$		$M_{ty}\text{ (kn.m)}$		$M_{ay}\text{ (kn.m)}$	
	ELU	ELS	ELU	ELU	ELS	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
<b>D5</b>	11,1 9	7,9	14,29	4,35	3,07	5,9	4,35	3,07	8,4	5,9
<b>D3</b>	11,1 9	7,9	16,15	4,35	3,07	6,7	4,35	3,07	9,5	6,7
<b>D2</b>	11,1 9	7,9	15,40	2,74	1,93	6,39	2,74	1,93	9	6,39

Tableau III.21 : Calcul des ferrailages selon x-x et y-y.

Dalle	$A_{cal}\text{ (cm}^2\text{/ml)}$		$A_{min}\text{ (cm}^2\text{/ml)}$		$A_{choisit}\text{ (cm}^2\text{/ml)}$				$S_t\text{ (cm)}$
	travée		appui	travée	Appui	En travée		En appui	
	$L_x$	$L_y$				$L_x$	$L_y$		
<b>D5</b>	4,89	1,41	2,79	0,96	0,96	6HA12=6,79	3HA10=2,36	5HA10=3,93	20
<b>D3</b>	5,58	1,41	3,17	0,96	0,96	7HA12=7,92	3HA10=2,36	6HA10=4,72	20
<b>D2</b>	5,31	0,88	3,01	0,96	0,96	7HA12=7,92	4HA8=2,01	6HA10=4,72	20

Tableau III.22 : Vérification nécessaires à faire.

dalle	Effort tranchant	contrainte								Flèche (mm)	
		béton				acier				$f$	$\bar{f}$
		$\sigma_{bc}\text{ (MPa)}$		$\bar{\sigma}_{bc}\text{ (mpa)}$	$\sigma_{st}\text{ (Mpa)}$		$\bar{\sigma}_{st}\text{ (MPa)}$				
		En travée	En appui		En travée	En appui					
$L_x$	$L_y$			$L_x$	$L_y$						
<b>D5</b>	0,08	8,1 5	3,8 8	5,7	15	188,7 6	157,3 7	157,3 7	201,6 3	1,1 4	2, 8
<b>D3</b>	0,08	7,5 7	3,3 8	5,39	15	184,5 3	157,3 7	177,1 8	201,6 3	1,0 5	2, 8
<b>D2</b>	0,08	7,7 7	2,2 7	5,44	15	175,9 9	155,6 7	168,9 8	201,6 3	1,0 5	2, 8

III.2.2.3 Dalle sur 04 appuis (D6)

$$\rho = \frac{340}{480} = 0,70 > 0,4 \text{ La dalle travaille selon les deux sens}$$

✓ **Calcul du chargement**

$$\begin{cases} q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 10,7 \text{ kn/ml} \\ q_s = G + Q = 7,65 \text{ kn/ml} \end{cases}$$

✓ **Calcul des moments  $M_{x0}$  et  $M_{y0}$**

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_{0u}^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,684 \times 10,7 \times 3,4^2 = 8,46 \text{ kn.m} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_0^x = 0,4320 \times 8,46 = 3,65 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_{0ser}^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0,0743 \times 7,65 \times 3,4^2 = 6,57 \text{ kn.m} \\ M_{0ser}^y = \mu_y \times q_s \times l_x^2 = 0,5817 \times 6,57 = 3,82 \text{ kn.m} \end{cases}$$

✓ **Calcul des moments**

**En travée**

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_t^x = 0,75 \times M_{0u}^x = 6,345 \text{ kn.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_{0u}^y = 3,1 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_t^x = 0,75 \times M_{0s}^x = 4,23 \text{ kn.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_{0s}^y = 3,29 \text{ kn.m} \end{cases}$$

**En appuis**

$$\text{ELU: } M_a^x = M_a^y = -0,5 \times M_0^x = 4,23 \text{ kn.m}$$

$$\text{ELS: } M_a^x = M_a^y = -0,5 \times M_0^x = 3,29 \text{ kn.m}$$

• **Le Ferrailage :**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une section  $(b \times e) = (100 \times 15) \text{ cm}^2$

**Tableau III.23 :** Ferrailage de dalles sur 4 appuis.

position	sens	M Kn.m	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>choisit</sub> (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
En travée	Selon x	6,345	0,026	0,033	0,128	1,42	1,38	4HA8=2,01	25
	Selon y	3,1	0,0129	0,016	0,129	0,69	1,2	4HA8=2,01	33
En appui	Sens x,y	4,23	0,017	0,022	0,128	0,94	1,2	3HA8=1,51	33

• **Vérification à ELU**

✓ **Condition de non fragilité :**

Pour  $e > 12 \text{ cm}$  et  $\rho > 0,4$  donc

$$A_x^{min} = 0,0008 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e = 0,0008 \times 1,15 \times 1 \times 0,15 = 1,38 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = 0,0008 \times b \times e = 0,0008 \times 1 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification sur le diamètre des barres**

$$\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{150}{10} \rightarrow \phi \leq 15 \text{ mm}$$

✓ **Vérification des espacements St**

$$\begin{cases} S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ vérifiée} \\ S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(4e, 45) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ vérifiée} \end{cases}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{10,7 \times 3,4}{2} + \frac{4,8^4}{4,8^4 + 3,4^4} = 14,37 \text{ kn}$$

$$V_u^y = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{10,7 \times 4,8}{2} + \frac{3,4^4}{4,8^4 + 3,4^4} = 5,13 \text{ kn}$$

$$\tau_{bu}^{max} = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{14,37 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,11 \text{ Mpa} \leq \tau_{adm} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa}$$

• **Vérification à l'ELS**

➤ **vérification des contraintes**

La dalle se situe à l'intérieur (FPN), alors on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ mpa}$$

Calcul de I et y :

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

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

**Tableau III.24 :** Vérification des contraintes à l'état limite de compression du béton.

position	sens	M <sub>ser</sub> (kn.m)	I (cm <sup>4</sup> )	Y (cm)	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	σ̄ <sub>bc</sub> (Mpa)	observation
En travée	Sens-x	4,93	3844,81	2,51	3,21	15	vérifiée
	Sens-y	3,25	3844,81	2,51	2,12	15	vérifiée
En appui	Sens x,y	3,29	2996,80	2,21	2,42	15	vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

Sens xx :

$$1) \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \leftrightarrow 0,441 \geq 0,037 \quad \text{vérifiée}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \leftrightarrow 1,54 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \quad \text{vérifiée}$$

Sens yy :

$$1) \frac{h}{l_y} \geq \frac{M_t^y}{20 \times M_0^y} \leftrightarrow 0,31 \geq 0,024 \quad \text{vérifiée}$$

$$2) \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \leftrightarrow 1,54 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \quad \text{vérifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Dans cette dalle on a une ouverture (2\*2), donc on calcule la longueur des barres de renfort.

$$L_r = a + b + 2L_s$$

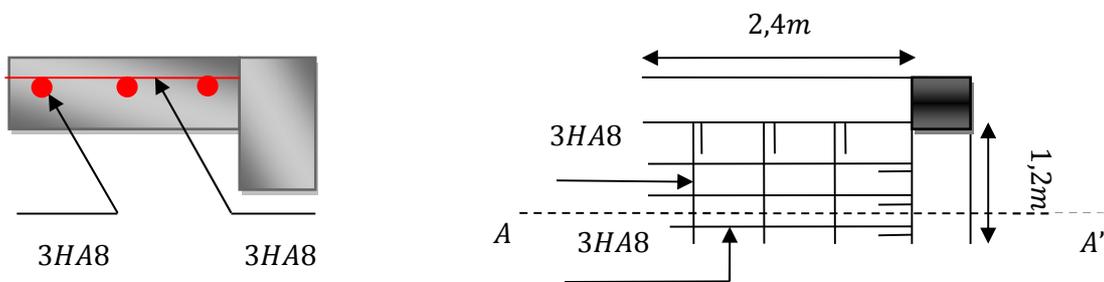
$$L_s = 40\phi \text{ Pour HA}$$

$$L_s = 40 \times 2,01 = 80,4 \text{ cm}$$

Sens  $L_x$  ,  $L_y$

$$L_r = 2 + 2 + 1,6 = 5,6m$$

- Schémas de ferrailage :



Coupe A - A'

Figure III.5 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 02 appuis (D1).

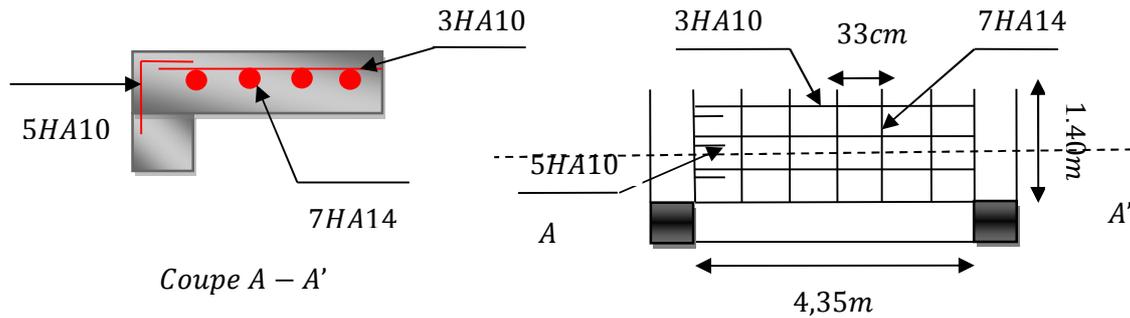


Figure III.6 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 03 appuis (exemple D4).

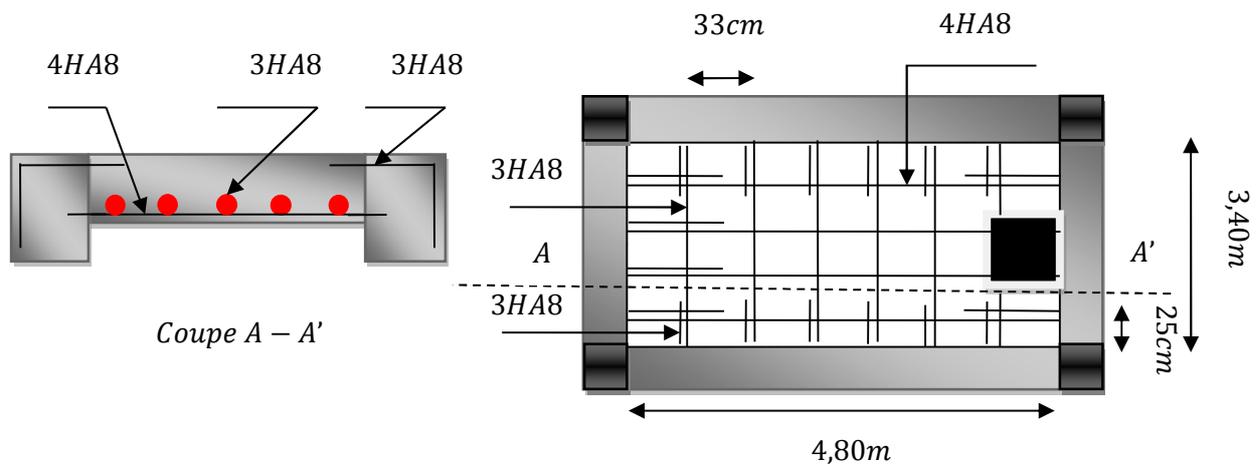


Figure III.7 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 04 appuis (D6).

### III.3 Etude dalle de la cage d'ascenseur

#### ➤ Définition

L'ascenseur est un appareil élévateur destiné à transporter des personnes d'un niveau à un autre. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus.

L'ascenseur est composé de trois éléments essentiels :

- Le treuil de levage et sa poulie.
- La cabine ou la benne
- Contre poids

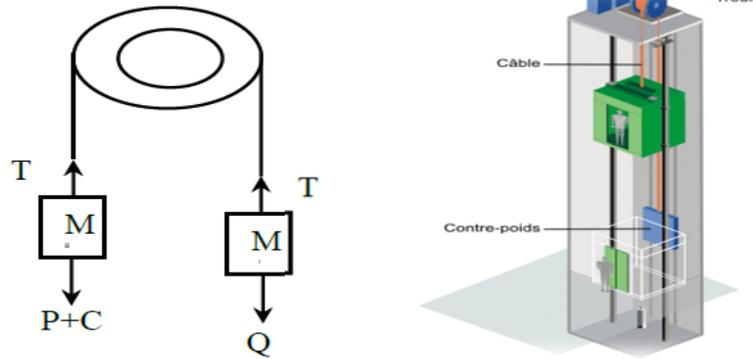


Figure III.8 : Schéma statique et concept d'ascenseur.

➤ **Les caractéristiques**

- $l=200$  cm : largeur de l'ascenseur.
- $l=200$  cm : longueur de l'ascenseur.
- $F_c=102$  kn : charge du a la cuvette.
- $D_m=82$ kn : charge du à la salle des machines.
- $P_m=15$  kn : charge du a l'ascenseur.
- $P_{personnes} = 6,3$  kn : charge nominale.
- $V=1$  m/s : la vitesse

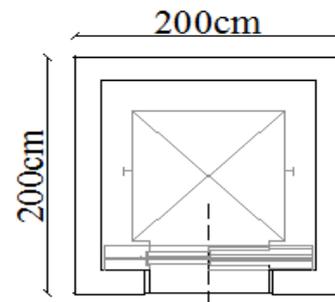


Figure III.9 : Coupe transversale d'ascenseur.

➤ **Etude de la dalle sous ascenseur**

Elle supporte une grande charge

$$\rho = L_x/L_y = 2/2 = 1 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans deux sens.}$$

$$L_x/45 < e < L_x/40 \rightarrow 200/45 < e < 200/40 \rightarrow 4,44 < e < 5$$

$e \geq 12$  cm pour 2 heure de coupe-feu donc on opte pour une épaisseur de  $e=15$ cm.

➤ **Evaluation des charges et surcharges**

$$G_1=25 \times 0,15 = 3,75 \text{ kn/m}^2 \text{ : poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2=22 \times 0,05 = 1,1 \text{ kn/m}^2 \text{ : poids de revêtement en béton}$$

$$G_3=\frac{F_c}{s} = \frac{102}{4} = 25,5 \text{ kn/m}^2 \text{ : poids de la machines}$$

$$G_{\text{totale}}=3,75+1,1+25,5=30,35 \text{ kn/m}^2$$

$$Q=1 \text{ kn/m}^2$$

➤ **Combinaison des charges**

$$\begin{cases} p_u = 1,35G_{total} + 1,5Q = 1,35 \times 30,35 + 1,5 \times 1 = 42,47 \text{ kn/ml} \\ p_s = G_{total} + Q = 30,35 + 1 = 31,35 \text{ kn/ml} \end{cases}$$

**Calcul à ELU**

➤ **Calcul des sollicitations**

• **Calcul des moments**

$\rho = 1 > 0,4 \rightarrow$  La dalle travaille dans deux sens

$$\begin{cases} \vartheta = 0 \\ \mu_x = 0,0368 \dots\dots\dots (Annexe II) \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times p_u \times l_x^2 = 0,0368 \times 42,47 \times 2^2 = 6,25 \text{ kn.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 1 \times 6,25 = 6,25 \text{ kn.m}$$

NB : On voit bien que les moments dans deux sens sont égaux, alors on fera le calcul pour un seul sens.

**En travée :**  $M_{tu} = 0,85 \times M_{0x} = 5,31 \text{ kn.m}$

**En appuis :**  $M_{au} = -0,3 \times M_{0x} = 1,875 \text{ kn.m}$

• **Le ferrailage**

Le ferrailage se fait pour un bande de 1ml et d'épaisseur 15 cm (d=13 cm).

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.25 :** Calcul du Ferrailages selon les deux sens.

position	Moment (kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A <sub>calculé</sub> (cm <sup>2</sup> )
travée	5,31	0,022	0,027	0,129	1,18
appui	1,875	0,00781	0,00980	0,129	0,42

Pour  $e > 12 \text{ cm}$  et  $\rho > 0,4$  avec  $F_e = 400 \text{ MPa} \rightarrow \rho_0 = 0,0008$

$$A_{min} = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h = 0,0008 \times \frac{3-1}{2} \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,13 \times 2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec  $A_t^{min}$  avec le choix A=5HA8=2,51 cm<sup>2</sup>

➤ **Calcul des espacements**

$$\begin{cases} St = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \\ St = 25 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \end{cases} \text{ on opte pour } St = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_x = V_y = \frac{p_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{42,47 \times 2}{2} \times \frac{2^4}{2^4 + 2^4} = 21,24 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{21,24 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,163 \text{ MPa} \leq \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification a l'ELS**

➤ **Vérification des contraintes**

$$\begin{cases} \vartheta = 0,2 \\ \mu_x = 0,0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times p_u \times l_x^2 = 0,0441 \times 31,35 \times 2^2 = 5,53 \text{ kn.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 1 \times 5,53 = 5,53 \text{ kn.m}$$

NB : On voit bien que les moments dans deux sens sont égaux, alors on fera la vérification pour un seul sens.

**En travée :**  $\{M_t^x = 0,85 \times M_{0x} = 0,85 \times 5,53 = 4,7 \text{ kn.m}$

**En appuis :**  $\{M_a^x = -0,3 \times M_{0x} = -0,3 \times 5,53 = -1,66 \text{ kn.m}$

**Tableau III.26 :** Vérification des contraintes.

position	sens	M <sub>ser</sub> (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> <sup>adm</sup> (MPa)	Observation σ <sub>bc</sub> ≤ σ <sub>bc</sub> <sup>adm</sup>
En travée	<b>Selon x et y</b>	<b>4,7</b>	<b>2,77</b>	4648,64	2,80	<b>15</b>	vérifiée
En appuis	<b>Selon x et y</b>	<b>1,66</b>	<b>2,77</b>	4648,64	0,99	<b>15</b>	vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

$$\frac{e}{l} > \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{M_{tx}}{20 \times M_0} \right] \rightarrow \frac{15}{200} = 0,075 > \max \left[ 0,0375; \frac{4,7}{20 \times 5,53} = 0,042 \right] \dots \dots \dots (01)$$

$$\frac{A_s}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{2,51 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 1,93 \times 10^{-3} < \frac{2}{400} = 5 \times 10^{-3} \dots \dots \dots (02)$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Schéma de ferrailage**

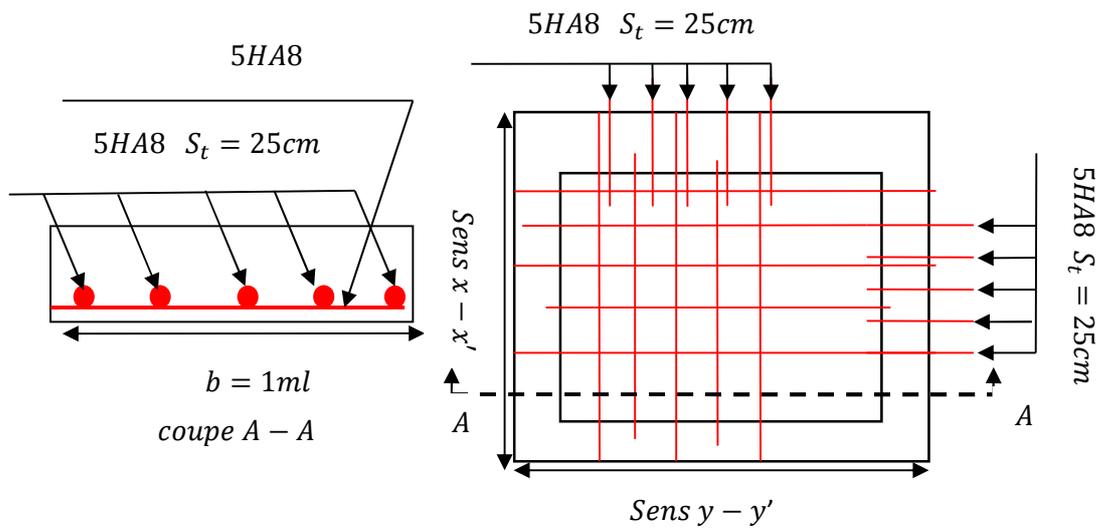


Figure III.10 : Schéma de ferrailage du local machine.

➤ Dalle au-dessous de l'ascenseur

La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise a une charge localisé, son calcul se fait à l'aide des abaques de Pigeaud qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentré au milieu du panneau.

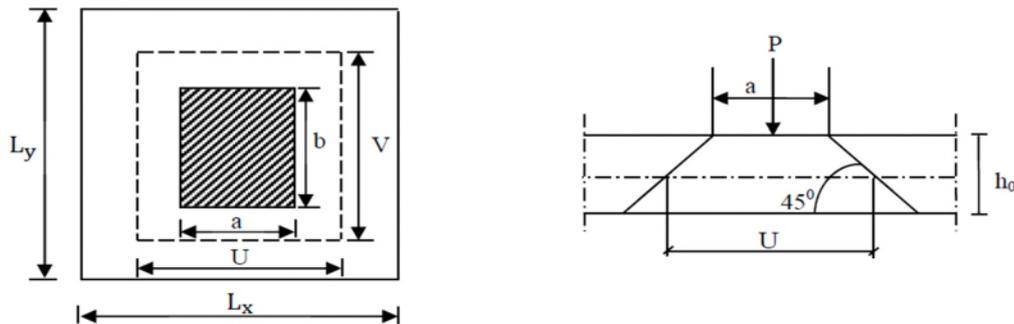


Figure III.11 : Schéma représentant la surface d'impact.

$$\text{On a : } v=1\text{m/s} \begin{cases} a_0 = 80\text{cm} \\ b_0 = 80\text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases}$$

Avec

$a_0$  et  $u$  : dimension suivant le sens  $x-x'$

$b_0$  et  $v$  : dimension suivant le sens  $y-y'$

On a un revêtement d'épaisseur  $h_1=5\text{cm} \Rightarrow \xi = 1$

$h_0=15\text{cm}$  : épaisseur de la dalle

Donc :  $\begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm} \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm} \end{cases}$

➤ **Calcul des sollicitations**

➤ **Evaluation des moments du au charge concentré:**

$\begin{cases} M_1^x = P_u \times (M_1 + \vartheta \times M_2) \\ M_1^y = P_u \times (M_1 + \vartheta \times M_2) \end{cases}$  Avec  $\vartheta$ : coefficient de poisson  $\begin{cases} \vartheta = 0 \text{ ELU} \\ \vartheta = 0,2 \text{ ELS} \end{cases}$

$M_1$  et  $M_2$  sont des coefficients données par l'abaque de **Pigeaud** ..... (**Annexes IV**)

$\begin{cases} M_1: \text{en fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho \\ M_2: \text{en fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \rho \end{cases}$

$\frac{u}{l_x} = \frac{105}{200} = 0,53 ; \frac{v}{l_y} = \frac{105}{200} = 0,53 ; \rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 \Rightarrow M_1 = M_2 = 0,09$

$P = D_m + P_m + P_{personnes} = 82 + 15 + 6,3 = 103,3 \text{ kn}$

$P_u = 1,35 \times P = 1,35 \times 103,3 = 139,455 \text{ kn}$

$\begin{cases} M_1^x = 139,455 \times 0,09 = 12,55 \text{ kn.m} \\ M_1^y = 139,455 \times 0,09 = 12,55 \text{ kn.m} \end{cases}$

➤ **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle**

$q_u = 1,35(G_1 + G_2) + 1,5Q = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8,05 \text{ kn/ml}$

$\begin{cases} M_2^x = \mu_x \times p_u \times l_x^2 = 8,05 \times 0,0368 \times 2^2 = 1,184 \text{ kn.m} \\ M_2^y = \mu_y \times M_2^x = 1,184 \times 1 = 1,184 \text{ kn.m} \end{cases}$

✓ **Superposition des moments**

$\begin{cases} M_0^x = M_1^x + M_2^x \rightarrow M_0^x = 12,55 + 1,184 = 13,73 \text{ kn.m} \\ M_0^y = M_1^y + M_2^y \rightarrow M_0^y = 12,55 + 1,184 = 13,73 \text{ kn.m} \end{cases}$

**En travée :**  $M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 11,67 \text{ kn.m}$

**En travée :**  $M_a^x = -3 \times M_0^x = 4,12 \text{ kn.m}$

➤ **Le ferrailage**

**Tableau III.27 :** Calcul des ferrillages selon les deux sens.

position	Moment (kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	Acalculé (cm <sup>2</sup> )
travée	11,67	0,048	0,062	0,127	2,64
appui	4,12	0,017	0,021	0,128	0,92

**Vérifications a l'ELU :**



$$q_s = (G_1 + G_2) + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ kn/ml}$$

$$\begin{cases} M_2^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0,044 \times 5,85 \times 2^2 = 1,03 \text{ kn.m} \\ M_2^y = \mu_y \times M_2^x = 1,03 \times 1 = 1,03 \text{ kn.m} \end{cases}$$

✓ **Superposition des moments**

$$\begin{cases} M_0^x = M_1^x + M_2^x \rightarrow M_0^x = 11,15 + 1,03 = 12,18 \text{ kn.m} \\ M_0^y = M_1^y + M_2^y \rightarrow M_0^y = 11,15 + 1,03 = 12,18 \text{ kn.m} \end{cases}$$

**Moment en travée :**  $M_t^x = M_t^y = 0,85 \times M_{0x} = 0,85 \times 12,18 = 10,35 \text{ kn.m}$

**Moment en appuis :**  $M_a^x = M_a^y = -0,3 \times M_{0x} = -0,3 \times 12,18 = 3,65 \text{ kn.m}$

- **Vérification des contraintes dans le béton**

**Tableau III.28 :** Vérification des contraintes à l'état limite de compression du béton.

position	Le sens	M <sub>ser</sub> (kn.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	observation
En travée	x-x ; y-y	10,35	3,14	3,06	5608,73	6,64 ≤ 15	vérifiée
En appui	x-x ; y-y	3,654	1,51	2,21	2996,80	2,69 ≤ 15	vérifiée

✓ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{e}{l} > \max \left[ \frac{3}{80}; \frac{M_{tx}}{20 \times M_0} \right] \rightarrow \frac{15}{200} = 0,075 > \max \left[ 0,0375; \frac{10,35}{20 \times 12,18} = 0,042 \right] \dots\dots (01)$$

$$\frac{A_s}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{3,14 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 2,41 \times 10^{-3} < \frac{2}{400} = 5 \times 10^{-3} \dots\dots\dots (02)$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Schéma de ferrailage**

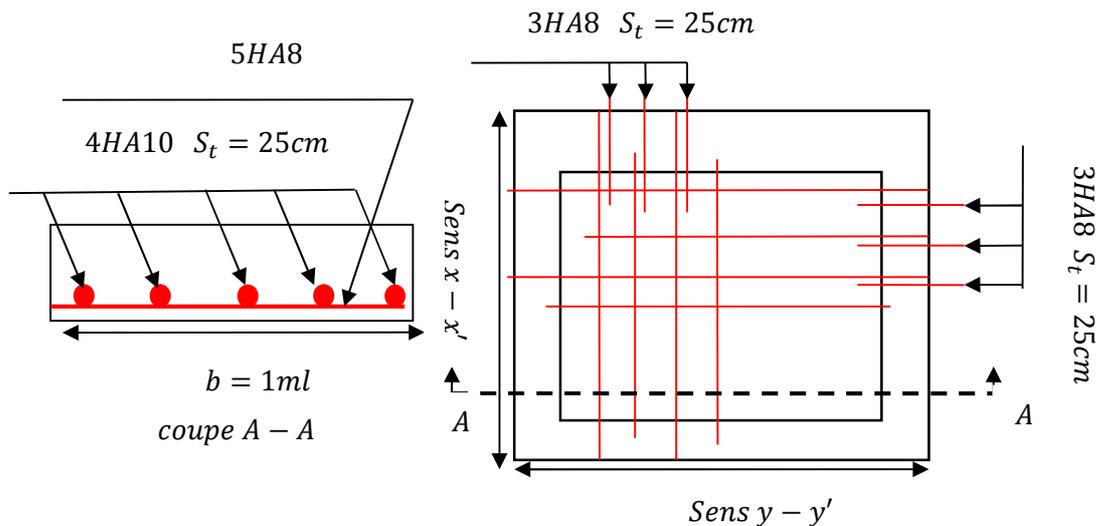


Figure III.12 : Ferrailage de la dalle pleine au dessous de l'ascenseur.

### III.4 Etude de l'acrotère

➤ **Hypothèses de calcul**

- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1ml
- ✓ La fissuration est considérée préjudiciable
- ✓ L'acrotère sera calculé en flexion composée
- ✓ Les dimensions de l'acrotère sont adoptées d'après les plans d'architecture

➤ **Evaluation des charges et surcharges**

**Poids propre :**  $G = W_p = 3,1kn$

**Charge d'exploitation :**  $Q = 1kn$

**Force sismique :**

La force sismique est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

$$\begin{cases} A = 0,15 \text{ (zone 2a): coefficient d'accélération de la zone} \\ C_p = 0,8 : \text{facteur de la force horizontale} \\ W_p = 3,1kn : \text{poid propre de l'acrotère} \end{cases}$$

$$F_p = 1,49kn$$

➤ **Calcul des sollicitations**

✓ **Calcul de centre de gravité :**

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} X_G = 10,17 \text{ cm} \\ Y_G = 33,46 \text{ cm} \end{cases}$$

L'acrotère soumise à :

$$\begin{cases} N_G = 3,1kn \\ M_G = 0kn.m \end{cases} \quad \begin{cases} N_Q = 0kn \\ M_Q = 0,6kn.m \end{cases} \quad \begin{cases} N_{Fp} = 0kn \\ M_{Fp} = F_p \times y_G = 0,5kn.m \end{cases}$$

Tableau III.29 : Combinaison d’actions de l’acrotère.

combinaison solllicitations	ELU accidentel	ELU	ELS
	G+Q+E	1.35G+1,5Q	G+Q
N (kn)	3,1	4,19	3,1
M (kn.m)	1,1	0,9	0,6

➤ Calcul de l’excentricité

$$\begin{cases} e_0 = \frac{0,9}{4,19} = 0,21 \text{ m} \\ \frac{h}{6} = \frac{0,6}{6} = 0,1m \end{cases} \rightarrow e_0 > \frac{h}{6}$$

Le centre de pression se trouve à l’extérieur du noyau central, ce que veut dire la section est partiellement comprimé, de plus N est un effort de compression donc le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple  $M_u = N_u \times e$ .

D’après le BAEL91 (Art : 4.4) la section soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis de l’état limite de stabilité de forme (flambement).

Donc, le risque de flambement conduit à remplacer  $e_0$  par  $e$  tel que :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

$e_a$  : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_2$  : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(l/250, 2cm) = \max(60/250, 2cm) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \emptyset)}{10000 \times l_0} = 0,58cm$$

Avec :

$\emptyset$  : Rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = M_G/M_G + M_Q = 0$$

$$e = 21 + 2 + 0,58 = 23,58cm$$

$$\begin{cases} N_u = 4,19kn \\ M_u = N_u \times e = 0,99kn.m \end{cases}$$

➤ Ferrailage de l’acrotère

✓ Calcul à ELU

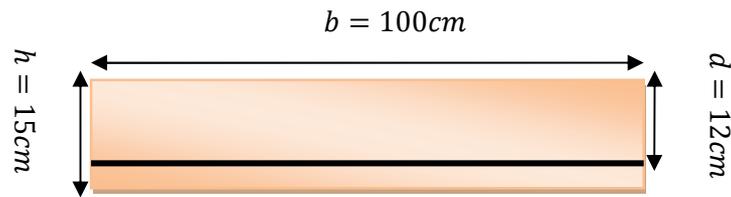


Figure III.13 : Section de l'acrotère ferrailé.

On calcule les armatures à ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à ELS

$h=15\text{ cm}$ ;  $d=12\text{ cm}$ ;  $b=100\text{ cm}$ .

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,99 + 4,19 \times \left(0,12 - \frac{0,15}{2}\right) = 1,179\text{ kn.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,179 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12^2 \times 14,2} = 5,76 \times 10^{-3} \rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 7,22 \times 10^{-3} \\ z = 0,12\text{ m} \end{cases} \rightarrow A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = 0,282\text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,162\text{ cm}^2$$

✓ Vérification de condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_{be}} = 0,23 \times 0,12 \times 1 \times \frac{2,1}{400} = 1,44\text{ cm}^2$$

$A_{min} > A \rightarrow$  On adopte 4HA8=2,01 cm<sup>2</sup>

✓ Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,5\text{ cm}^2 \text{ soit } 4\text{HA6} = 1,13\text{ cm}^2$$

✓ Escapement

- 1) Armatures principale  $S_t \leq 100/4 = 25\text{ cm} \rightarrow S_t = 25\text{ cm}$
- 2) Armatures de répartitions  $S_t \leq 100/4 = 25\text{ cm} \rightarrow S_t = 25\text{ cm}$

✓ Vérification au cisaillement

FN:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} \min(0,1f_{c28}; 4\text{ MPa})$$

$$V_u = F_p + Q = 2,49\text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{2,49 \times 10^{-3}}{0,12 \times 1} = 0,02\text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5\text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• Vérification à ELS

Les vérifications à effectuer dans le cas de FN sont :

- ✓ Contrainte limite du béton
- ✓ Contrainte limite de l'acier

D'après le BAEL91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

$$d=0,12m \quad M_{ser} = 0,6kn.m \quad N_{ser} = 3,1kn \quad \eta=1.6 \text{ pour les HA (haute adhérence)}$$

✓ **vérification des contraintes**

**Le béton :**  $\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y}{\mu_t} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa$

**L'acier :**  $\sigma_{st} = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \overline{\sigma}_{st} = 201,63MPa$

**Calcul de l'excentricité**

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 19,35cm$$

$e_G > \frac{h}{2} = \frac{0,15}{2} = 0,075m$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et l'effort normal  $N_{ser}$  est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

**Position du centre de poussée**

$$C = e_G - \frac{h}{2} \rightarrow C = 0,12m \text{ et } y_c > 0 \text{ donc } c = -0,12$$

$$Y = y_c + c$$

Le calcul de  $y_c$  revient à résoudre l'équation suivante :

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0$$

$$\begin{cases} p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times \frac{(d-c)}{b} = -0,038 \\ q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d-c)^2}{b} = 2,414 \times 10^{-3} \end{cases}$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27} = (2,414 \times 10^{-3})^2 \times \frac{4 \times (-0,038)^3}{27} = -2,30 \times 10^{-3}$$

$\Delta < 0$  Donc on a trois racines réelles :

$$\begin{cases} y_{c1} = \alpha \times \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \\ y_{c2} = \alpha \times \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) \\ y_{c3} = \alpha \times \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) \end{cases} \text{ Avec: } \begin{cases} \alpha = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 0,23 \\ \varphi = \cos^{-1}\left(\frac{3 \times p}{2 \times q} \sqrt{\frac{-p}{3}}\right) = 147,14^\circ \end{cases}$$

$$y_{c1} = 0,15m \quad y_{c2} = -0,35m \quad y_{c3} = -0,045m$$

On choisit la solution qui vérifie la condition suivante :

$$y_{ser} = (y_c + c) > 0$$

$$\begin{cases} y_1 = 0,15 - 0,12 = 0,03m \\ y_2 = -0,23 - 0,12 = -0,35m \\ y_3 = 0,075 - 0,12 = -0,045m \end{cases}$$

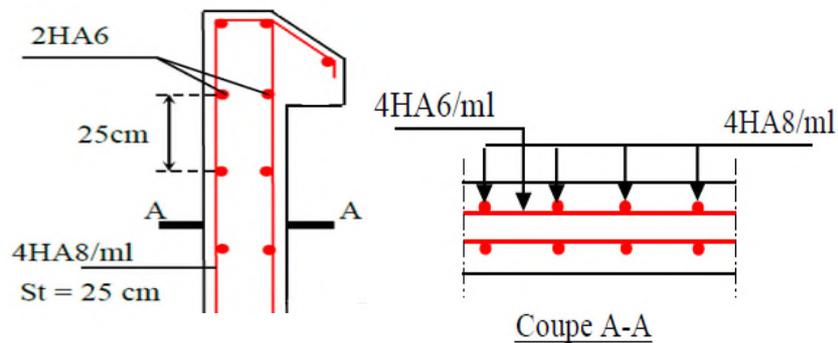
Donc :  $y_{ser} = y_1 = 0,03m \rightarrow \mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) = 1,79 \times 10^{-3}m^3$

D'où :

$$\sigma_{bc} = \frac{3,1 \times 10^{-3}}{1,79 \times 10^{-3}} \times 0,03 = 0,52 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{3,1 \times 10^{-3}}{1,79 \times 10^{-3}} \times (0,12 - 0,03) \leq \overline{\sigma}_{sc} = 201,63 \text{mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

✓ **Schéma de ferrailage :**



**Figure III.14 :** Schéma de ferrailage de L'acrotère.

### III.5 La poutre de chaînage

➤ **Définition**

Sont des poutres noyées dans les planchers qui servent pour supporter le poids des murs en double cloisons.

➤ **Dimensionnement**

La portée maximale de la poutre de chaînage  $l_{max} = 4 - 0,4 = 3,60m$

Selon la condition de la flèche :

$$l_{max}/15 \leq h \leq l_{max}/10 \rightarrow 24cm \leq h \leq 36cm$$

Selon le RPA99/V2003 (Art 9.3.3) :  $\begin{cases} h \geq 15cm \\ b \geq \frac{2}{3} \times h \end{cases}$

On adopte :  $\begin{cases} b = 30cm \\ h = 30cm \end{cases}$  (30cm l'épaisseur de mur)

➤ **Les sollicitations :**

La poutre de chaînage est considérée comme étant simplement appuyée, soumise à une charge répartie du à son poids propre et au poids propre de mur.

$$p_p = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2,25 \text{ kn/m}$$

$$p_{mur} = 2,79 \times (3,06 - 0,3) = 7,70 \text{ kn/m}$$

Donc la charge totale qui revient sur la poutre de chaînage est :

$$\text{ELU: } q_u = 1,35 \times (p_p + p_{mur}) = 13,43 \text{ kn/m}$$

$$\text{ELS: } q_s = p_p + p_{mur} = 9,95 \text{ kn/m}$$

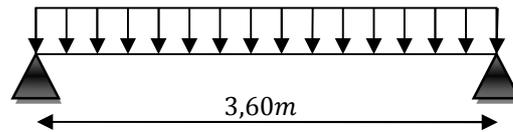


Figure III.15 : Schéma statique de la poutre de chaînage.

$$\text{Moment isostatique : } \begin{cases} \text{ELU : } M_{0u} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 21,57 \text{ kn.m} \\ \text{ELU : } M_{0s} = q_s \times \frac{l^2}{8} = 16,12 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travée : } \begin{cases} \text{ELU : } M_{tu} = 0,85M_{0u} = 18,33 \text{ kn.m} \\ \text{ELU : } M_{ts} = 0,85M_{0s} = 13,70 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appui : } \begin{cases} \text{ELU : } M_{au} = -0,5M_{0u} = 10,78 \text{ kn.m} \\ \text{ELU : } M_{as} = -0,5M_{0s} = 8,06 \text{ kn.m} \end{cases}$$

✓ **Ferraillage:**

Le ferraillage se fait à la flexion simple

Tableau III.30 : Le ferraillage de la poutre de chaînage.

	$M_u$ (kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z$ (cm)	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>En travée</b>	18,33	0,059	0,076	26,17	2,42	0,98	3HA12=3,39
<b>En appui</b>	10,78	0,034	0,043	26,6	1,16	0,98	3HA10=2,36

➤ **Vérification de l'effort tranchant CBA93 (Art A.5.1.1)**

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = 24,17 \rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,29 \text{ MPa}$$

$$\text{FPN: } \bar{\tau} < \min(0,2 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$ .....la condition vérifiée donc il n'y a pas de risque par cisaillement.

➤ **Armatures transversales**

On fixe d'abord  $s_t = 15cm$  puis on calcule  $A_{trans}$

$$A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times s_t}{f_e} = 0,45cm^2 \dots \dots \dots (1)$$

$$A_{trans} \geq \frac{b \times s_t (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 f_e} < 0 \dots \dots \dots (2)$$

Soit 1 cadre  $\phi_8$  plus 1 étrier  $\phi_8 \rightarrow A_{trans} = 4\phi_8 = 2,01cm^2$

✓ **Vérification ELS**

➤ **Vérification de la contrainte du béton**

**Tableau III.31** : Vérification de la contrainte du béton.

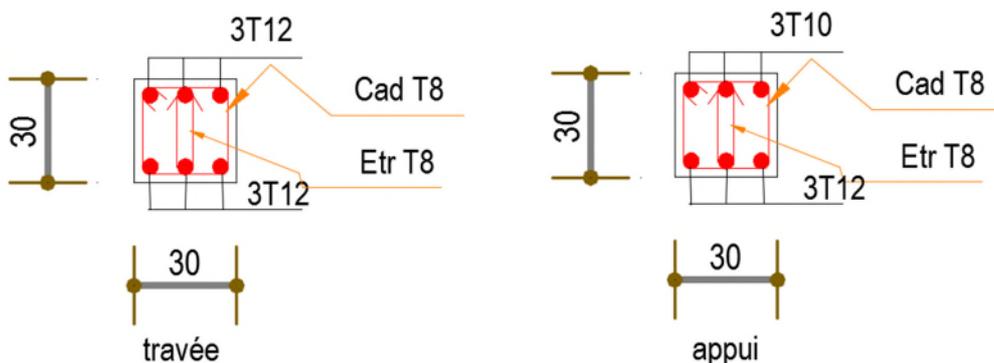
	$M_S$ (kn. m)	Y (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)
<b>En travée</b>	13,70	8,02	18979,14	5,79 < 15
<b>En appui</b>	8,09	6,89	17587,02	3,16 < 15

➤ **Vérification de la flèche**

- 1)  $h \geq \max(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0})l = 27cm \dots \dots \dots$  vérifiée
- 2)  $A_t \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e} = 8,50cm^2 \dots \dots \dots$  vérifiée
- 3)  $l = 3,6m < 8m \dots \dots \dots$  vérifiée

On remarque que les 03 conditions vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ **Schéma de ferrailage**



**Figure III.16** : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

**III.6 Etude d'escalier**

III.6.1 Escalier d'étage courant

➤ La volée 01 (volée 01=volée 03) :

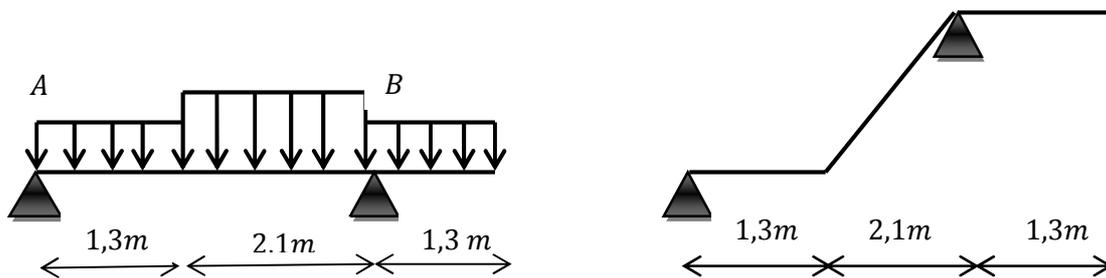


Figure III.17 : Schéma statique de la volée (01).

➤ Evaluation des charges

La volée :  $\begin{cases} G_v = 8,01 \text{ kn/m}^2 \\ Q_v = 2,50 \text{ kn/m}^2 \end{cases}$

Le palier :  $\begin{cases} G_p = 5,15 \text{ kn/m}^2 \\ Q_p = 2,50 \text{ kn/m}^2 \end{cases}$

➤ Combinaison de charge

	$q_v \text{ (kn/ml)}$	$q_p \text{ (kn/ml)}$
<b>ELU (1,35G + 1,5Q)</b>	14,56	10,70
<b>ELS (G + Q)</b>	10,51	7,65

➤ Calcul du chargement qui revient sur l'escalier

$$\sum F/y = 0 \rightarrow R_B + R_A = 58,39 \text{ kn}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow R_B = \begin{cases} \text{ELU: } 40,36 \text{ kn} \\ \text{ELS: } 29 \text{ kn} \end{cases} ; \quad \sum M/B = 0 \rightarrow R_A = \begin{cases} \text{ELU: } 18,04 \text{ kn} \\ \text{ELS: } 12,97 \text{ kn} \end{cases}$$

➤ Calcul des sollicitations

Tableau III.32 : Les sollicitations de la volée (01).

	$R_A$ (kn)	$R_B$ (kn)	$M^{max}$ (kn.m)	$M_t = 0,85M_0$ (kn.m)	$M_a = -0,5M_0$ (kn.m)	$V_{max}$ (kn)
<b>ELU</b>	17,91	40,36	15,20	12,92	-7,6	26,44
<b>ELS</b>	12,96	29	10,98	9,33	-5,49	10,05

✓ Ferrailage



position	$M_{ser}(kn. m)$	$Y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\overline{\sigma}_{bc} (MPa)$
En travée	9,33	3,37	6742,59	4,66	15
En appui	5,49	2,51	3844 ,81	3,58	15

➤ Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites il faut donc vérifier la flèche

$$\left\{ \begin{aligned} e &\geq \max \left[ \left( \frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0} \right) l \right] \dots \dots \dots (1) \\ A_t &\leq 2 \times b \times \frac{d}{f_e} \dots \dots \dots (2) \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} e &= 15cm \leq 14,44cm \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée} \\ A_t &= 3,14cm^2 \leq 6,50cm^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{aligned} \right.$$

Le résumé de calcul se fait dans le tableau suivant :

Tableau III.35 : Vérification de la flèche de la volée (01).

$q_{jser}$	$q_{gser}$	$q_{pser}$	$M_{jser}$	$M_{gser}$	$M_{pser}$
3,61	5,46	7,60	7,47	11,30	15,73

Après le calcul :

$$f_{adm} = 4700/500 = 9,4mm$$

$$\Delta f = (6,4 + 1,42) - (3 + 2,15) = 6,97mm$$

$\Delta f < f_{adm}$ .....c'est vérifiée.

• Schéma de ferrailage :

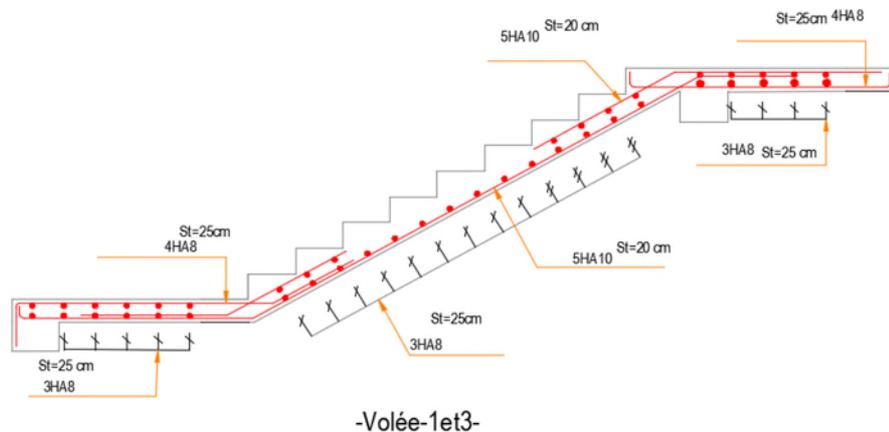


Figure III.18 : Schéma de ferrailage de la volée (01).

➤ La volée02

La volée 02 se calcule comme une console

➤ **Le chargement**

$P$  : C'est le poids de garde corps en acier

$$\gamma = 1 \text{ kn/m}^2$$

$$\begin{cases} P_u = 1,35(1 \times 1 \times 1,2) = 1,62 \text{ kn} \\ P_s = (1 \times 1 \times 1,2) = 1,2 \text{ kn} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_u = 1,35 \times 8,2 + 1,5 \times 2,5 = 14,82 \text{ kn/m} \\ q_s = 8,2 + 2,5 = 10,7 \text{ kn/m} \end{cases}$$

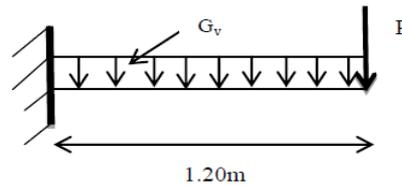


Figure III.19 : Schéma statique de la volée (02).

➤ **Les sollicitations**

$$ELU \begin{cases} M_u = -P_u \times l - q_u \times l^2/2 = -12,614 \text{ kn.m} \\ V_u = P_u + q_u = 19,404 \text{ kn} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_s = -P_s \times l - q_s \times l^2/2 = 9,144 \text{ kn.m} \\ V_s = P_s + q_s = 14,04 \text{ kn} \end{cases}$$

• **Le ferrailage**

Tableau III.36 : Le ferrailage de la volée (02).

	$M_u$ (kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$z$ (cm)	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A^{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
En travée	12,614	0,089	0,116	0,095	3,80	1,20	5HA10=3,93

➤ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_{adopté}}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } A_r = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = 0,194 \text{ MPa} \\ \overline{\tau_u} = (0,133 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa} \end{cases} \rightarrow \tau_u < \overline{\tau_u} \dots \dots \dots \text{ la condition est vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'espacement des armatures**

Armatures principales :  $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures de repartitions :  $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4e ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

• **Vérification à ELS :**

➤ **Vérification de la contrainte limite de béton**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28}$

Tableau III.37 : Vérification de la contrainte limite de béton de la volée (02).

position	$M_{ser}$ (kn.m)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)
travée	9,144	2,89	3784,6	6,99	15	vérifiée

➤ **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites il faut donc vérifier la flèche

$$\left\{ \begin{aligned} e &\geq \max \left[ \left( \frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0} \right) l \right] \dots \dots \dots (1) \\ A_t &\leq 2 \times b \times \frac{d}{f_e} \dots \dots \dots (2) \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} e = 12cm &\geq 6cm \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ A_t = 3,93cm^2 &\leq 5cm^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{aligned} \right.$$

Les conditions de flèche est vérifiée donc sa sera pas nécessaire de vérifiée la flèche.

• **Schéma de ferrailage**

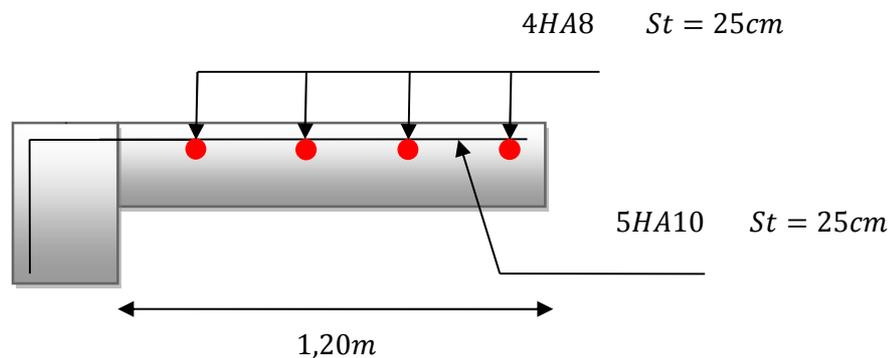


Figure III.20 : Schéma de ferrailage de la volée (02).

**III.7 La poutre brisée**

➤ **Définition**

La poutre brisée est une poutre inclinée se calcule à la flexion simple et à la torsion.

➤ **Dimensionnement**

D’après la condition de flèche définit par le BAEL91 :

$$l/15 \leq h \leq l/10 \rightarrow 22,66cm \leq h \leq 34cm$$

Exigences de RPA99/V2003

$$\begin{cases} h \geq 30cm \\ b \geq 25cm \\ h/b < 4 \end{cases}$$

Donc, on prend :  $h = b = 30cm$

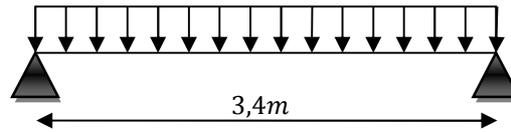


Figure III.21 : Schéma statique de la poutre brisée.

➤ **Le chargement**

La poutre brisée est soumise à :

Son poids propre :  $g_0 = 25 \times 0,3 \times 0,3 = 2,25 \text{ kn/ml}$

Charge transmise de la paillasse :  $\begin{cases} ELU: R_{Bu} = 40,36 \text{ kn} \\ ELS: R_{BS} = 29 \text{ kn} \end{cases}$

Moment de torsion  $M_{tor} = \frac{M_B \times l}{2}$ .

**ELU :**

$q_u = 1,35g_0 + R_{Bu} = 43,39 \text{ kn/m}$

**Moment :**  $M_{ou} = \frac{q_u \times l^2}{8} = 62,69 \rightarrow \begin{cases} M_{tu} = 0,85 \times M_0 = 53,29 \text{ kn.m} \\ M_{au} = -0,5 \times M_0 = 31,35 \text{ kn.m} \end{cases}$

**Effort tranchant :**  $V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 73,76 \text{ kn}$

• **Ferraillage**

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.38 : Ferraillage de la poutre brisée.

position	M (kn.m)	pivot	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>cal</sub> ≥ A <sub>min</sub>
travée	53,29	A	0,159	0,218	0,255	6	1,01	vérifiée
appui	31,35		0,093	0,123	0,266	3,38	1,01	

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

$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{73,76 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,28} = 0,87 \text{ MPa}$

➤ **Armatures transversales**

On fixe  $S_t = 15cm$  et on calcul  $A_{tran}$

$A_{tran} \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} \rightarrow A_{tran} \geq 0,45 \text{ cm}^2$

$$A_{tran} \geq \frac{b \times S_t(\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9 \times f_e} \rightarrow A_{tran} \geq 0,425cm^2$$

$$A_{tran} = \max(0,45cm^2, 0,425cm^2) \text{ donc on prend } A_{tran} = 0,45cm^2$$

- **Calcul a la torsion**

- **Moment de torsion**

$$M_B = -M_B \times \frac{l}{2} = -7,6 \times \frac{3,4}{2} = -12,92kn.m$$

$M_B$ : Moment en appui B obtenue lors du calcul la partie AB de l'escalier

D'après le BAEL91, dans le cas de la torsion, la section réelle (b×h) est remplacée par une section creuse équivalente  $\Omega$  d'épaisseur (e=Ø/6)

$\emptyset = \min(b, h)$  : Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section (b× h).

$$e = \frac{h}{6} = 5cm \rightarrow \Omega = (b - e) \times (h - e) = 625cm^2$$

$$u = 2 \times (b + h) = 120cm^2 : \text{périmètre de la section de la poutre brisé}$$

- **Armatures longitudinales**

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times u}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{12,92 \times 10^{-3} \times 1,2}{2 \times 0,0625 \times 348} = 3,56cm^2$$

- **Armature transversales**

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0,44cm^2$$

- **Contrainte de cisaillement**

$$\tau^t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{12,92 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0625 \times 0,05} = 2,06MPa$$

On vérifie que  $\tau_{total}^{tor} \leq \bar{\tau}$

$$\tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^2 + \tau^{t^2}} = \sqrt{0,87^2 + 2,06^2} = 2,23 MPa$$

$$FPN \rightarrow \bar{\tau} = \min(0,2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa) = 3,33MPa$$

Ce qui donne :  $\tau_{total}^{tor} \leq \bar{\tau}$ .....pas de risque de rupture par cisaillement

- **Ferraillage globale**

$$\text{En travée : } A_{st} = A_{trav}^{FS} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 6 + \frac{3,56}{2} = 7,78cm^2 \text{ Soit } 3HA12+3HA14 = 8,01cm^2$$

**En appui :**  $A_{sa} = A_{trav}^{FS} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 3,38 + \frac{3,56}{2} = 5,16cm^2$  Soit 3HA14+1HA12=5,75 cm<sup>2</sup>

➤ **Armature transversales :**

$A_{trans} = A_{trans}^{FS} + A_{trans}^{tor} = 0,45 + 0,44 = 0,89cm^2$

Soit 4Ø8 = 2,01cm<sup>2</sup>(un cadre + un étrier)

• **Vérification à L'ELS**

$q_s = g_0 + R_{Bs} = 2,25 + 29 = 31,25 k/m$

Moment :  $M_{os} = \frac{q_s \times l^2}{8} = 45,16 kn.m \rightarrow \begin{cases} M_{ts} = 0,85 \times M_0 = 38,39kn.m \\ M_{as} = -0,5 \times M_0 = 22,58kn.m \end{cases}$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

**Tableau III.39 :** Vérification des contraintes.

position	$M_{ser}$ (kn.m)	Y (cm)	I (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	38,39	11,50	47919,58	9,21	15	vérifiée
En appui	22,58	10,14	397937,89	6,03	15	vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

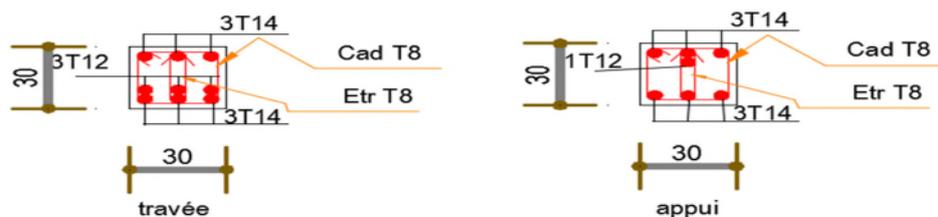
1)  $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \times l \rightarrow h = 30cm \geq 28,90cm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

2)  $A \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e} \rightarrow 8,01cm^2 \leq 8,82 cm^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

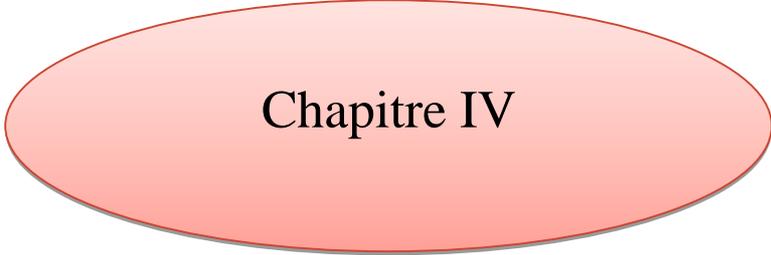
3)  $l = 3,4 m < 8m \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

• **Schéma de ferrailage :**



**Figure III.22 :** Schéma de ferrailage de la poutre brisée.



# Chapitre IV

**Etude dynamique**

**IV.1 Introduction**

Un séisme est une série de secousses plus ou moins violentes qui se propagent sous forme d'onde sismique engendrant à leur tour un mouvement du sol. L'étude sismique vise à assurer une protection des constructions vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, ainsi toute construction en béton armé sera conçue pour reprendre les forces horizontales.

Dans ce fait on va faire une étude dynamique, en modélisant la structure avec logiciel ETABS.

**IV.2 Choix de la méthode de calcul**

Le calcul des forces sismiques globales à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux méthodes :

**IV.2.1 méthode statique équivalente**

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

**IV.2.2 méthode dynamique** qui regroupe :

- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale ;
- ✓ Méthode d'analyse par accélérogrammes ;

Dans notre cas, la condition de régularité en plan n'est pas satisfaites ,de plus, la hauteur de la structure(zone IIa, groupe d'usage 2)est supérieure à 23 mètres donc la méthode statiques équivalente est inapplicable(RPA99 Art4.1.2).

La méthode d'analyse par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale

**IV.3 Présentation de la méthode modale spectrale**

La méthode spectrale est la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures. Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des efforts engendrés dans la structure par les forces sismique représentées par un spectre de réponse de calcul.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0,8V_{st}$$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir la méthode dynamique doivent être majoré de  $(0,8V_{st}/V_{dyn})$ .

Avec  $V_{dyn}$  : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal).

**IV.4 Calcul de la force sismique totale (effort tranchant à la base)**

La force sismique totale  $v$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculé successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W \dots \dots \dots \text{Article 4.2.3 (RPA99/version2003)}$$

A : coefficient d'accélération de zone. Donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

-groupe d'usage : 2(moyen importance)

- zone sismique :IIa  $\rightarrow A = 0,15$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{Formule (4.2)}$$

Avec  $\eta$  : facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \text{ Formule (4.3)}$$

Ou  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donnée par le tableau4.2.

De RPA99/version2003  $\rightarrow \xi = \frac{10+7}{2} = 8,5\% \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8,5}} = 0,816$

T1 et T2 : période caractéristique relative au sol, est donnée par le tableau (4.7) (RPA99/version2003)

Site (S2) donc  $\begin{cases} T1 = 0,15s \\ T2 = 0,4s \end{cases}$

➤ Calcul de la période fondamentale de la structure T

Le contreventement est assuré par un système mixte, donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} T = C_T \times H^{3/4} \dots \dots \dots (1) \\ T = \frac{0,09H}{\sqrt{L}} \dots \dots \dots (2) \end{array} \right.$$

Avec :

H=25,5m : hauteur totale de bâtiment.

C<sub>T</sub> =0,05 : coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé (tableau 4.6 du RPA99/2003).

L : dimension maximale du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x = 20,55 \text{ m} \\ L_y = 14,85 \text{ m} \end{array} \right.$$

Donc:  $\left\{ \begin{array}{l} T_x = \min(0,567s, 0,506 \text{ s}) = 0,506s \\ T_y = \min(0,567s, 0,595 \text{ s}) = 0,567s \end{array} \right.$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D=2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} D_x = 2,023 \\ D_y = 1,875 \end{array} \right.$$

Q : facteur de qualité

Q=1+∑<sub>i=1</sub><sup>6</sup> P<sub>q</sub> avec P<sub>q</sub> est l pénalité à retenir selon le critère de qualité q est satisfait ou non .sa valeur est donnée au tableau (4.4) de RPA99/version2003

**Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités.**

Critère q	observation	pénalités
Condition minimales sur les files de contreventement	n. vérifiée	0,05
Redondance en plan	n. vérifiée	0,05
Régularité en plan	n. vérifiée	0,05
Régularité en élévation	vérifiée	0
Contrôle de qualité des matériaux	vérifié	0
Contrôles d'exécution	vérifié	0

$$Q_x = Q_y = 1,15$$

R : coefficient de comportement global e la structure, fonction du système de contreventement

.il est donné le tableau le tableau 4.3 (RPA99/version 2003) → R = 5

W : poids total de la structure.

Calcul du poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003(formule 4.5)}$$

$W_{Gi}$  : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

$W_{Qi}$ : Charges d'exploitation.

$\beta$ :Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée e la charge d'exploitation.

Dans notre cas : W= 21685,5246 kn

Après calcul de tous les paramètres on à la force sismique totale à la base de la structure

La force sismique statique totale à la base de la structure est :

$$\begin{cases} V_{xst} = 1514,53 \text{ kn} \\ V_{yst} = 1403,72 \text{ kn} \end{cases}$$

➤ **Spectre de réponse de calcul**

Pour la méthode dynamique modale spectrale, les forces sismiques sont représentées par spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3,0 \text{ s} \end{cases} \quad (4.13)$$

Avec :  $\eta$  : facteur de correction d'amortissement.

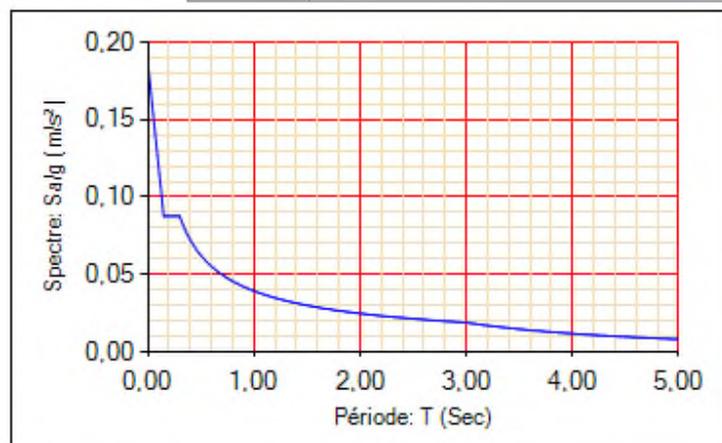


Figure IV.1 : Spectre de réponse.

#### IV.5 Disposition des voiles de contreventement

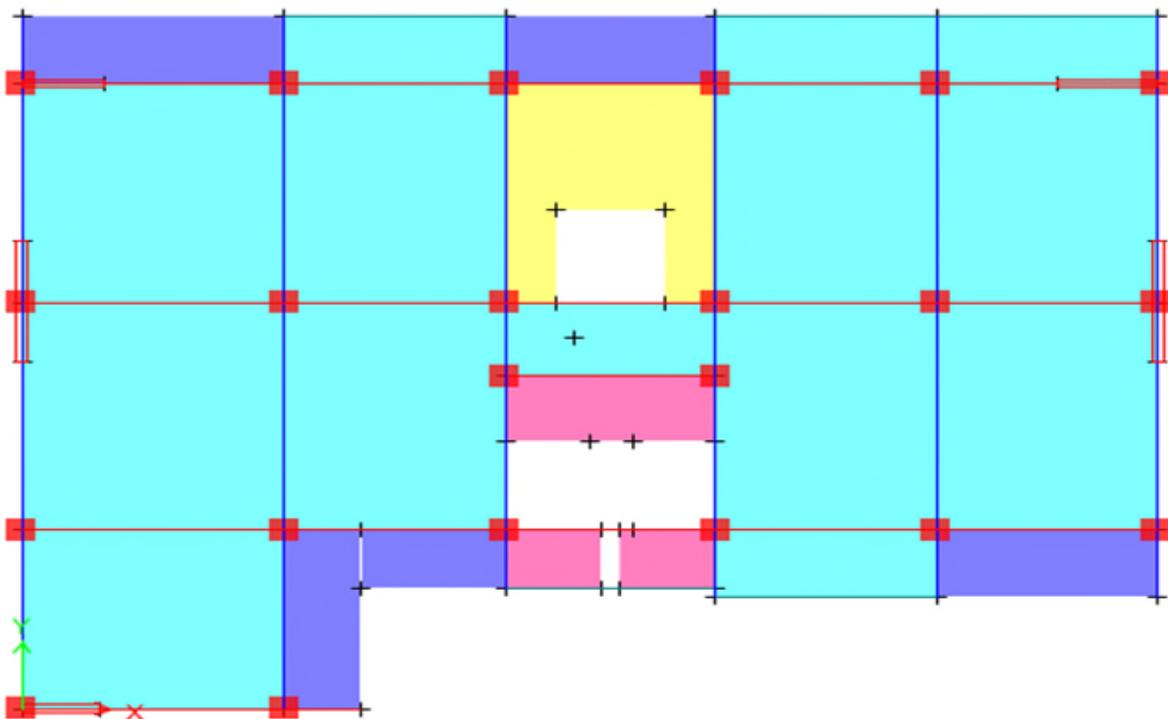


Figure IV.2 : Disposition des voiles.

## IV.6 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par ETABS/V16

### 1-Période de vibration et participation massique

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99/version2003 doit être supérieur à 90% . Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode.

**Tableau IV.2 : Périodes et taux de participations.**

modes	Période (s)	Masse modale $U_x$ (%)	Masse modale $U_y$ (%)	Sum $U_x$ (%)	Sum $U_y$ (%)
1	0,79	0,7565	1,515E-05	0,7565	0,00001515
2	0,737	1,689E-05	0,7489	0,7565	0,7489
3	0,636	0,0015	4,357E-05	0,758	0,749
4	0,249	0,1331	6,194E-06	0,8911	0,749
5	0,224	2,873E-06	0,1415	0,8911	0,8905
6	0,181	0,0003	0,0002	0,8914	0,8907
7	0,125	0,0533	2,758E-06	0,9447	0,8907
8	0,107	0	0,0562	0,9447	0,9469

### Interprétation des résultats

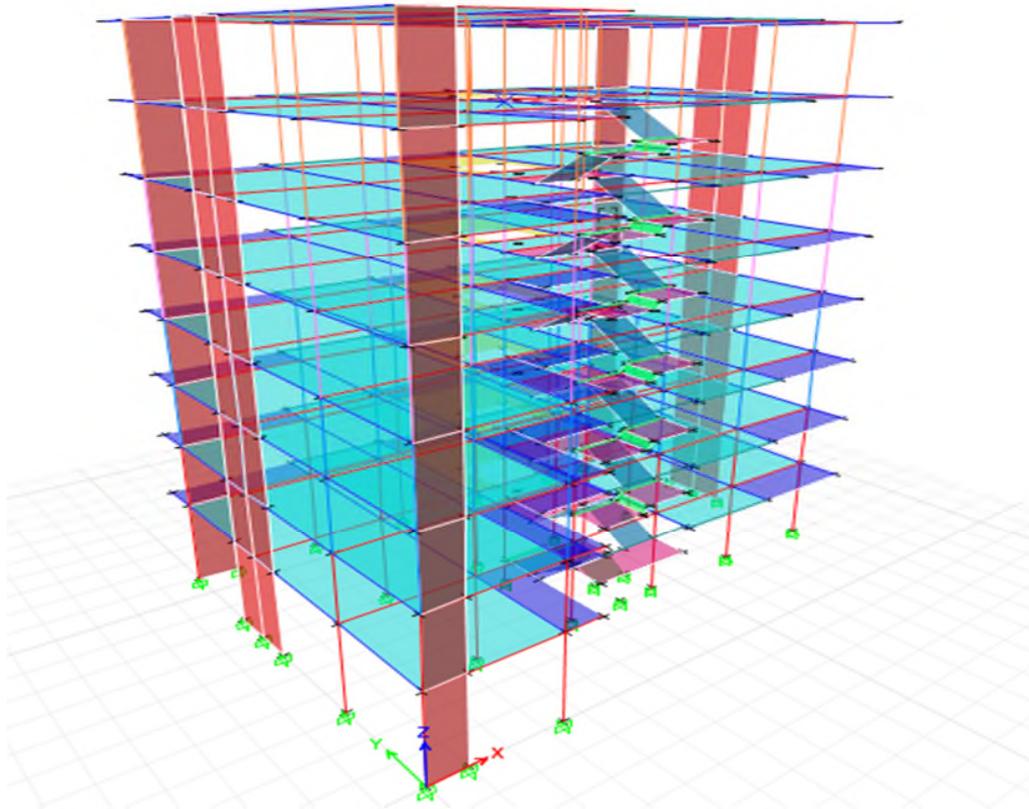
Les périodes numériques obtenues par le logiciel ETABS v16 dans les deux premiers modes **sont** inférieurs à celle calculées après majoration de 30% (**RPA99/2003 Art 4.2.4**)

Période majorées de 30% ( $T=0,74s$ )

$T_x=0,79$  s translation selon x-x

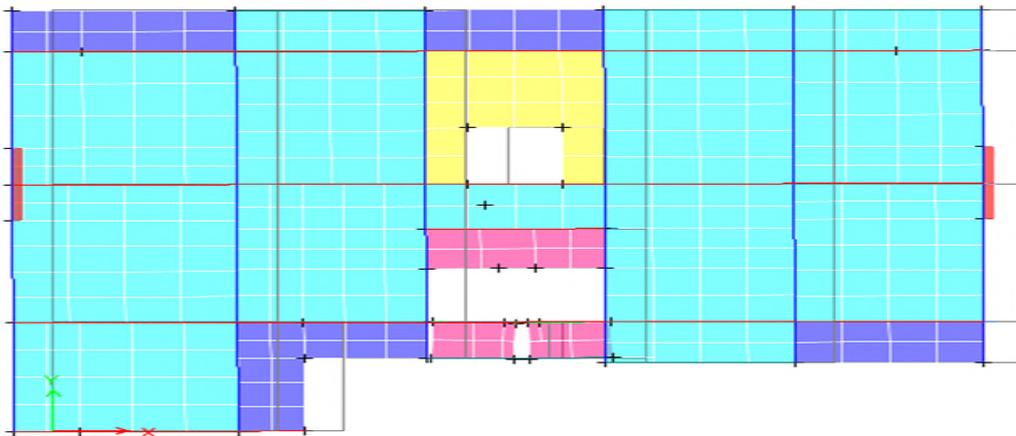
$T_y=0,737s$  translation selon y-y

On doit retenir les 8 premiers modes pour que la masse modale atteigne les 90% .



**Figure IV.3 :** Vue en 3d du modèle obtenu par logiciel ETABS/V2016.

- Le premier mode représente une translation suivant x-x



**Figure IV.4 :**(mode1) Translation suivant l'axe x-x.

- Le deuxième mode représente une translation suivant y-y

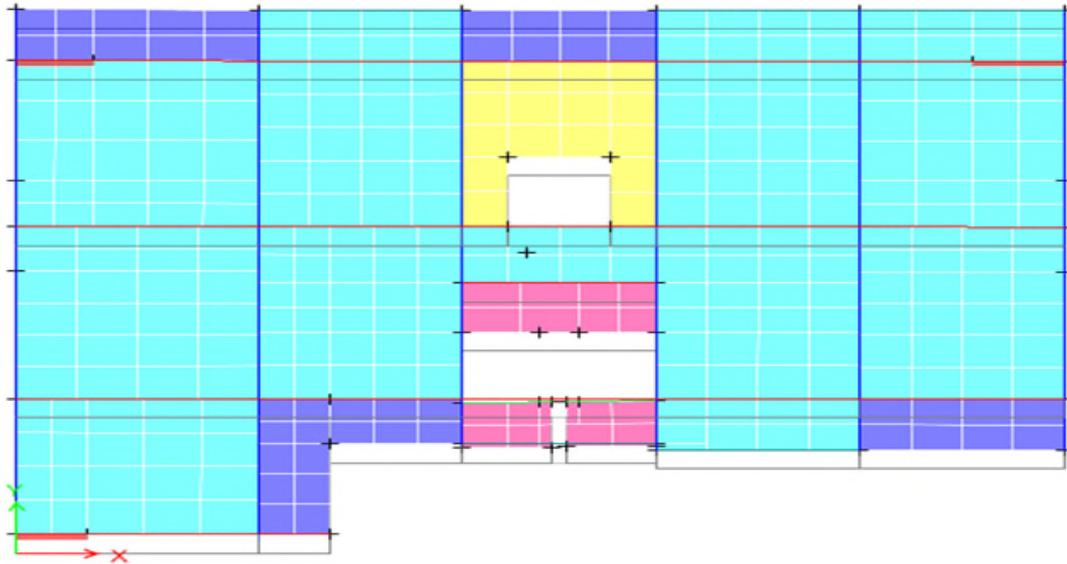


Figure IV.5 :(mode2) Translation suivant l'axe y-y.

- Le troisième mode représente une rotation suivant z-z

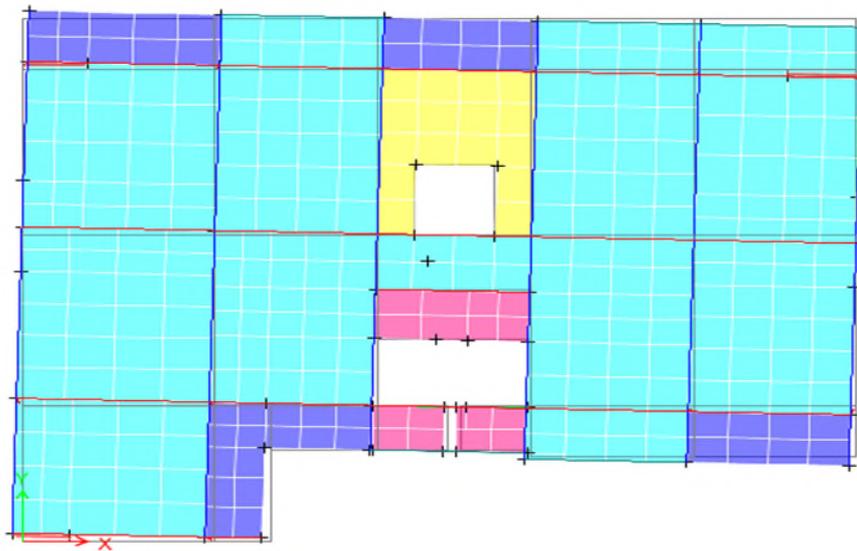


Figure IV.6 :(mode3) Rotation suivant l'axe z-z.

## 2-justification de l'interaction voile –portiques

Le RPA99/2003 exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- **Sous charge verticales**

Le RPA99/2003(art3.4.a) exigent pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

➤ **Sous charge horizontales**

- Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 25%des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

➤ **Sous charge verticales**

**Tableau IV.3 :**Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

niveaux	Charge repris-en (kn)			Pourcentages repris (%)		observation
	portiques	voiles	total	portiques	voiles	
<b>Etage 7</b>	-2450,378	-610,5376	-3060,9151	80,05	19,95	Vérifiée
<b>Etage 6</b>	-4865,884	-1119,132	-5985,0157	81,30	18,70	Vérifiée
<b>Etage 5</b>	-7425,351	-1590,16	-9015,5112	82,36	17,64	Vérifiée
<b>Etage 4</b>	-9949,776	-2090,953	-12040,729	82,63	17,37	Vérifiée
<b>Etage 3</b>	-12682,88	-2460,848	-15143,727	83,75	16,25	Vérifiée
<b>Etage 2</b>	-15330,58	-2913,805	-18244,381	84,03	15,97	Vérifiée
<b>Etage 1</b>	-18258,87	-3178,381	-21437,25	85,17	14,83	Vérifiée
<b>RDC</b>	-21190,32	-3701,526	-24891,844	85,13	14,87	Vérifiée

➤ **Sous charge horizontales**

Sens x-x

**Tableau IV.4 :** Charge horizontales reprises par les portiques et voiles x-x.

niveaux	Charge repris-en (kn)			Pourcentages repris (%)		observation
	portiques	voiles	total	portiques	voiles	
<b>Etage 7</b>	319,38	87,8558	407,2358	78,43	21,57	Vérifiée
<b>Etage 6</b>	283,6054	149,7551	433,3605	65,44	34,56	Vérifiée
<b>Etage 5</b>	454,3273	129,6289	583,3605	77,80	22,2	Vérifiée
<b>Etage 4</b>	461,4215	237,7382	699,1597	66	34	Vérifiée
<b>Etage 3</b>	604,9445	197,4972	802,4417	75,39	24,61	Vérifiée
<b>Etage 2</b>	567,078	320,036	887,114	63,92	36,08	Vérifiée
<b>Etage 1</b>	723,0526	289,1203	1012,173	71,44	28,56	Vérifiée
<b>RDC</b>	440,99872	760,5691	1201,556	36,70	63,30	Vérifiée

Sens y-y

**Tableau IV.5 :** Charge horizontales reprises par les portiques et voiles y-y.

niveaux	Charge repris-en (kn)			Pourcentages repris (%)		observation
	portiques	voiles	total	portiques	voiles	
<b>Etage 7</b>	289,4463	93,4264	382,8727	75,60	24,4	Vérifiée
<b>Etage 6</b>	241,7713	176,2814	418,0527	57,83	42,17	Vérifiée
<b>Etage 5</b>	387,9206	174,7093	562,6299	68,95	31,05	Vérifiée
<b>Etage 4</b>	392,6476	289,5958	682,2434	57,55	42,45	Vérifiée
<b>Etage 3</b>	532,5605	245,3267	777,8872	68,46	31,54	Vérifiée
<b>Etage 2</b>	495,8986	368,5796	864,4782	57,36	42,64	Vérifiée
<b>Etage 1</b>	616,6093	321,9083	938,5176	65,70	34,03	Vérifiée
<b>RDC</b>	352,8237	781,5713	1134,395	31,1	68,90	Vérifiée

**Interprétation des résultats :** les résultats obtenue montrent que l'interaction voile portique est vérifiée sous chargement horizontal et vertical pour tous les étages.

**3-Vérification de la résultante des forces sismiques**

Le RPA99/2003 exige de vérifier la relation suivante  $V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$  et cela dans les deux sens.

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.6 :** Vérification de l'effort tranchant à la base.

Force sismique à la base	$V_{dyn}$	$0,8V_{st}$	observation
<b>suivant x-x</b>	1101,472	1211,626822	n.vérifier
<b>Suivant y-y</b>	1146,1906	1122,976	vérifier

**Interprétation des résultats :**

Le résultat obtenu ne satisfait pas la condition de la résultante sismique donc on doit augmenter les paramètres du spectre.

**Tableau IV.7 :** les résultats de vérification après modification du spectre de réponse.

Force sismique à la base	$V_{dyn}$	$0,8V_{st}$	observation
<b>suivant x-x</b>	1214,3664	1211,626822	vérifier

Suivant y-y	1146,1906	1122,976	vérifier
-------------	-----------	----------	----------

**4-Vérification vis-à-vis des déplacements**

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \dots\dots\dots\text{RPA99/2003 (Art: 4.4.3)}$$

$\delta_{ek}$ :Déplacement du 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 RPA99/2003 (art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage.

C.-à-d. :  $\Delta_k < 1\% \times h_e$  avec  $h_e$ : la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.8 : Vérification des déplacements.**

niveau	h <sub>k</sub> (cm)	Sens x-x					Sens y-y				
		$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\Delta_k / h_k$ (%)	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\Delta_k / h_k$ (%)
<b>RDC</b>	408	0,1415	0,7075	0	0,71	0,173	0,1151	0,576	0	0,58	0,141
<b>Etage 1</b>	306	0,3489	1,7445	0,7075	1,04	0,339	0,2819	1,410	0,576	0,83	0,273
<b>Etage 2</b>	306	0,589	2,945	1,7445	1,2	0,392	0,4778	2,389	1,410	0,98	0,320
<b>Etage3</b>	306	0,8357	4,1785	2,945	1,23	0,403	0,6798	3,399	2,389	1,01	0,330
<b>Etage4</b>	306	1,0763	5,3815	4,1785	1,2	0,393	0,8778	4,389	3,399	0,99	0,324
<b>Etage 5</b>	306	1,2961	6,4805	5,3815	1,1	0,359	1,0594	5,297	4,389	0,91	0,297
<b>Etage 6</b>	306	1,4923	7,4615	6,4805	0,98	0,321	1,2229	6,115	5,297	0,82	0,267
<b>Etage 7</b>	306	1,663	7,4615	7,4615	0,85	0,279	1,3675	6,838	6,115	0,72	0,236

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

**5-Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ**

L'effet P-Δ (effet de second ordre) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement .ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \frac{\Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 \quad (4.1)$$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d’exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$  : Effort tranchant d’étage au niveau ‘k’

$\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

$h_k$ : Hauteur de l’étage "k".

Si  $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$ , les effets P- $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l’action sismique calculé au moyen d’une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $1/(1 - \theta_k)$ .

Si  $\theta_k > 0.2$ , la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.9 : Vérification a l’effet p- $\Delta$ .**

niveaux	$h_k$ (cm)	$p_k$ (kn)	Sens x-x			Sens y-y			observation
			$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (kn)	$\theta_k$	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (kn)	$\theta_k$	
<b>RDC</b>	408	21685,525	0,71	1214,36	0,031	0,58	1146,19	0,027	vérifiée
<b>étage1</b>	306	18650,961	1,04	1171,25	0,046	0,83	1105,58	0,039	vérifiée
<b>étage2</b>	306	15889,888	1,2	1100,37	0,048	0,98	1039,73	0,042	vérifiée
<b>étage3</b>	306	1321,387	1,23	998,688	0,045	1,01	946,41	0,039	vérifiée
<b>étage4</b>	306	10538,886	1,2	871,085	0,04	0,99	826,69	0,035	vérifiée
<b>étage5</b>	306	7937,8807	1,1	717,266	0,034	0,91	680,499	0,029	vérifiée
<b>étage6</b>	306	5336,8754	0,98	532,913	0,027	0,82	506,009	0,024	vérifiée
<b>étage7</b>	306	2801,9508	0,85	319,322	0,021	0,72	303,354	0,019	vérifiée

**Interprétation des résultats :** on remarque que les valeurs de  $\theta_k$  inférieure à 0,1 donc l’effet (p- $\Delta$ )

n’a pas d’influence sur la structure est peut-être négliger.

**6-Vérification de l’effort normal réduit**

Pour éviter le risque de rupture de la section du béton, l’effort de compression de calcul est limité par la condition suivante :  $\vartheta = \frac{N_d}{B \times F_{cj}} \leq 0,3 \dots \dots \dots$  RPA99/version2003 (art : 7.4.3.1). L’effort sera vérifié à ELA.

$N_d$  : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : est l'aire (section brute) de cette dernière.

$F_{cj}$  : est la résistance caractéristique du béton.

**Tableau IV.10** : Vérification de l'effort normal réduit.

niveaux	La section adoptée (cm <sup>2</sup> )			N (kn)	$\vartheta$	observation
	b (cm)	h (cm)	Air (cm <sup>2</sup> )			
<b>RDC+1</b>	55	55	3025	1813,372	0,240	vérifiée
<b>2+3</b>	50	50	2500	1242,1014	0,199	vérifiée
<b>4+5</b>	45	45	2025	702,2212	0,139	vérifiée
<b>6+7</b>	40	40	1600	386,3637	0,097	vérifiée

Interprétation des résultats : on remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0,3 donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

### IV.7 Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement, et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le RPA99/2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux

Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

**Tableau IV.11** : Les dimensions finales des éléments structuraux.

niveau	RDCet1	2 et 3	4 et 5	6 et 7
<b>Poteaux (cm<sup>2</sup>)</b>	55× 55	50× 50	45× 45	40×40
<b>Voiles (cm)</b>	E=20 cm			
<b>PP (cm<sup>2</sup>)</b>	30× 40			
<b>PS (cm<sup>2</sup>)</b>	30× 35			

# **Chapitre V**

**Etude des éléments principaux**

## V.1 Introduction

La structure qu'on étudie est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutre et voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure ; capable de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.

Pour déterminer le ferrailage de chaque élément on a utilisé le logiciel ETABS/2016 qui permet (la détermination des différents efforts internes).

## V.2 Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations est soumis à un effort normal et à un moment de flexion. Ils sont calculés en flexion composée.

Les combinaisons utilisées pour déterminer ces sollicitations sont :

Combinaison fondamentales selon (BAEL91)

1,35G+1,5Q .....(ELU)

G+Q..... (ELU)

Combinaison accidentelles selon le RPA99v2003

$$\begin{cases} G + Q + E \\ G + Q - E \end{cases} \quad (\text{ELA})$$

$$\begin{cases} 0,8G + E \\ 0,8G - E \end{cases} \quad (\text{ELA})$$

Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes :

1-effort normal maximal et le moment correspondant :  $(N_{max} \rightarrow M_{corr})$

2-effort normal minimal et le moment correspondant :  $(N_{min} \rightarrow M_{corr})$

3-moment maximum et effort normal correspondant :  $(M_{max} \rightarrow N_{corr})$

### V.2.1 Recommandation du RPA99/2003

#### 1) Les armatures longitudinales (Art : 7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de :  $0,8\% \times b \times h$  en zone IIa.
- Leur pourcentage maximal sera de :
  - 4% pour la zone courante.
  - 6% pour la zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de  $40\phi$  en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales ans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone (IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est constituée par le nœud poutre – poteau proprement dit les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60cm\right)$$

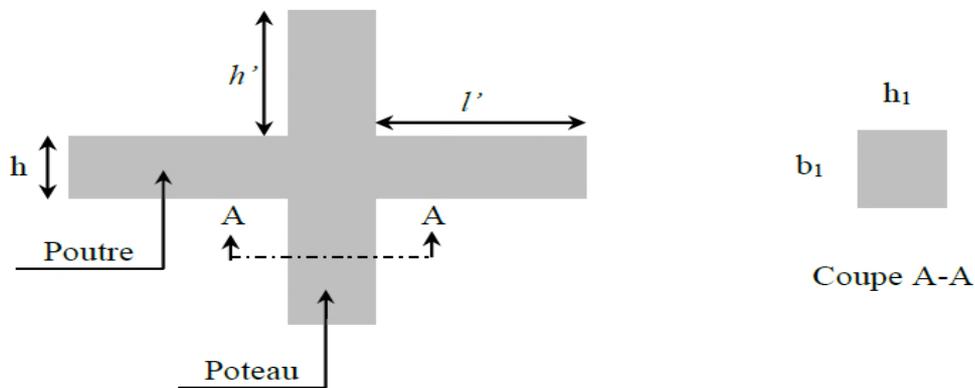


Figure V.1 :Zone nodale.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/2003 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Armature minimales et maximales dans les poteaux.

niveau	Section du Poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC+1	55×55	24,2	121	181,5
2+3	50×50	20	100	150
4+5	45×45	16,2	81	121,5
6+7	40×40	12,8	64	96

2) Les armatures transversales (Art : 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_l}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul.

$h_1$ :Hauteur totale de la section brute.

$f_e$ :Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

$\rho_a$ :Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \quad \text{avec } \lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la directions de déformation considérée.

Pour calcul de  $A_t$ ,il suffit de fixer l'espaceement (t) en respectant les conditions suivantes :

Zone nodale :  $t \leq \min(10\phi_l^{min}, 15cm)$  ... zone IIa

Zone courante :  $t \leq 15\phi_l^{min}$  ... Zone IIa

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0,3\%(b_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\%(b_1 \times t) & \text{si } \lambda_g < 3 \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par les crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_t$  minimums.

### V.2.2 Sollicitation dans les poteaux

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS/2016, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

**Tableau V.2 Les sollicitations dans les poteaux**

section	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$V_u$
	N (kn)	M (kn.m)	N (kn)	M (kn.m)	M (kn.m)	N (kn)	
<b>55×55</b>	2116,52	4,60	19,349	24,16	144,43	743,10	119,486
<b>50×50</b>	1555,37	10,34	62,86	30,46	113,61	412,45	110,83
<b>45×45</b>	1030,43	9,42	82,69	24,46	92,59	274,19	80,77
<b>40×40</b>	523,08	7,45	24,91	24,16	73,62	107,91	66,33

### V.2.3 Ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composé avec les sollicitations les plus défavorables.

## ➤ Exemple de calcul

Soit un poteau de RDC (55×55) cm<sup>2</sup>

b=55cm ; h=55cm ; d=53cm

Situation courante :  $\gamma_b=1,5$  et  $\gamma_s=1,25$

a) Calcul sous:  $N_{max} \rightarrow M_{corr} \Rightarrow$  ELU

Soit :  $N_{max}=2116,52$  kn  $\rightarrow M_{corr}=4,60$  kn.m

$e_G = \frac{M}{N} = 2,17 \times 10^{-3} < \frac{h}{2} = 0,275$  m  $\rightarrow$  Le centre de pression est à l'intérieur de la section, on doit vérifier la condition suivante

$$M_{UA} = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 544,31 \text{ kn.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 1,07 \text{ Mn}$$

$$(0,337h + 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 0,72 \text{ Mn}$$

$$1,07 \text{ Mn} > 0,72 \text{ Mn}$$

Donc la section est entièrement comprimée

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 0,53 < (0,5h - d') bh f_{bu} = 1,09$$

$$\varphi = \frac{0,357 + \left( \frac{N_u(d-d') - M_{UA}}{bh^2 f_{bu}} \right)}{0,857 - \frac{d'}{h}} = \frac{0,357 + \left( \frac{0,53 \times 10^3}{0,55 \times 0,55^2 \times 14,2} \right)}{0,857 - \frac{0,02}{0,55}} = 0,71$$

$$\varepsilon_s = 2/1000 \left[ 1 + (1,719 - 4,01 \frac{d'}{h}) \sqrt{1 - \varphi} \right] = 3,69 \times 10^{-3} > \varepsilon_l = 2,72 \times 10^{-3}$$

$$A' = \frac{N_u - \varphi bh f_{bu}}{f'_s} = \frac{2116,52 - 0,71 \times 0,55^2 \times 14,2}{348} = -26,81 \text{ cm}^2 \leq 0 \rightarrow A = 0$$

$\rightarrow$  Pas nécessité armature, le béton seul suffira

b) Calcul sous:  $N_{min} \rightarrow M_{corr} \Rightarrow$  0,8G+E

$N_{min} = 19,34$  kn  $\rightarrow M_{corr} = 24,16$  kn.m

$e_G = \frac{M}{N} = 1,24 > \frac{h}{2} = 0,275$  m  $\rightarrow$  Le centre de pression est à l'extérieur de la section,

La section est partiellement comprimé le calcul se fait à la simulation à la flexion simple

$$M_{UA} = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 24,16 + 19,34 \times (0,53 - 0,275) = 29,09 \text{ kn.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{29,02 \times 10^{-3}}{0,55 \times 0,53^2 \times 17} = 0,01 < \mu_l = 0,392 \quad \rightarrow \quad A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \quad \text{pivot A} \quad \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = (1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,01})) = 0,012$$

$$z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,0125) = 0,527$$

$$A = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}} = \frac{29,09 \times 10^{-3}}{0,527 \times 400} = 1,37 \times 10^{-4} m^2$$

On revient à la flexion composé :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 1,37 \times 10^{-4} - \frac{19,34 \times 10^{-4}}{400} = 0,89 cm^2$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,55 \times 0,53 \times 2,1}{400} = 3,51 cm^2$$

c) **Calcul sous:**  $M_{max} \rightarrow N_{corr} \Rightarrow 0,8G+E$

$$M_{max} = 144,433 \text{ kn.m} \rightarrow N_{corr} = 743,10 \text{ kn}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,194 < \frac{h}{2} = 0,275 \text{ m} \rightarrow \text{Le centre de pression est à l'intérieur de la section.}$$

On doit vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 333,92 \text{ kn.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 0,045 \text{ Mn}$$

$$(0,337h + 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 0,86 \text{ Mn}$$

$$0,045 \text{ Mn} < 0,86 \text{ Mn}$$

La section est partiellement comprimé le calcul se fait à la simulation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{333,92 \times 10^{-3}}{0,55 \times 0,53^2 \times 17} = 0,127 < \mu_l = 0,392 \quad \rightarrow \quad A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \quad \text{pivot A} \quad \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = (1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,127})) = 0,170$$

$$z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,170) = 0,493$$

$$A = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}} = \frac{333,92 \times 10^{-3}}{0,493 \times 400} = 1,69 \times 10^{-3} m^2$$

On revient à la flexion composé :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 1,69 \times 10^{-3} - \frac{743,1 \times 10^{-3}}{400} = -1,67 \times 10^{-4} cm^2$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,55 \times 0,53 \times 2,1}{400} = 3,51 cm^2$$

On ferraille avec max (A<sub>1</sub>,A<sub>2</sub>,A<sub>3</sub>)=3,51 cm<sup>2</sup>

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage de poteau des différents niveaux

**Tableau V.3 : Armatures longitudinale dans les poteaux.**

niveau	section	Type de section	A <sub>cal</sub> (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>choisie/face</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC+1	55×55	spc	3,51	3HA14=4,62 8H14=12,32	24,2	16HA14=24,63
2 et 3	50×50	spc	2,898	3HA12=3,39 8HA12=9,05	20	12HA14+4HA12=22,99
4 et 5	45×45	spc	2,336	3HA12=3,39 8HA12=9,05	16,2	16HA12=18,1
6 et 7	40× 40	spc	3,71	3HA14=4,62 8HA14=12,32	12,8	16HA12=18,1

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux :

**Tableau V.4 : Armature transversales adopté pour les poteaux.**

niveau	RDC	1 étage	2 et 3	4 et 5	6 et 7
Section(cm <sup>2</sup> )	55×55	55×55	50×50	45×45	40× 40
ϕ <sub>l</sub> <sup>min</sup> (cm)	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
l <sub>f</sub> (cm)	285,6	214,2	214,2	214,2	214,2
λ <sub>g</sub>	5,19	3,89	4,284	4,76	5,355
V (kn)	119,486	119,486	110,8356	80,7733	66,3366
T <sub>z, nodale</sub> (cm)	10	10	10	10	10
T <sub>z, courante</sub> (cm)	15	15	15	15	15
ρ	2,5	3,75	3,75	3,75	2,5
A <sub>min</sub> <sup>t</sup> (cm <sup>2</sup> )z. nodale	1,65	2,75	2,5	2,25	1,2
A <sub>min</sub> <sup>t</sup> (cm <sup>2</sup> )z. courante	2,475	4,125	3,75	3,375	1,8

$A_{t,z,nodale}(cm^2)$	1,35	2,03	2,078	1,68	1,03
$A_{t,z,courante}(cm^2)$	2,036	3,05	3,11	2,52	1,55
$A_t^{adopté}(cm^2)$	4,71	4,71	4,71	4,71	4,71
Nombre de barre	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10

**V.2.4 Vérification nécessaires**

**a)Vérification au flambement**

Selon BAEL99 (art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

$\alpha$  : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique  $\lambda$  qui prend les valeurs :

$$\lambda = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,6 \left( \frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots \dots \dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70$$

L'élanement est donnée par :

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{b} \dots \dots \dots \text{pour une section rectangulaire}$$

$l_f$  : Longueur de flambement.

$A_s$  : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$B_r$  :  $(b-2) \times (h-2) \rightarrow$  section réduite du poteau.

Les résultats des vérifications des poteaux au flambement sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.5 : Vérification au flambement des différents poteaux.

niveaux	H (m)	B(m)	$l_f$	$\lambda$	$\alpha$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$B_r$ (m)	$N_u$ (kn)	$N_d$ (kn)	Observation
RDC	0,55	0,55	2,856	17,96	0,80	24,63	0,2809	2116,52	4846,83	vérifier
1	0,55	0,55	2,142	13,47	0,82	24,63	0,2809	2116,52	4967,66	vérifier
2 et 3	0,5	0,5	2,142	14,82	0,82	22,99	0,2304	1555,37	4154,38	vérifier
4 et 5	0,45	0,45	2,142	16,47	0,81	18,1	0,185	1030,43	3284,94	vérifier
6 et 7	0,4	0,4	2,142	18,52	0,80	18,1	0,144	523,0873	2636,98	vérifier

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc il n’y a pas risque de flambement.

**b) Vérification des contraintes**

Puisque la fissuration est peu nuisible, donc cette vérification consiste à contrôler uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau

Cas d’une section entièrement comprimé la vérification des contraintes ca sera comme suit :

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc\ 1} = \frac{N_{ser}}{s} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} v \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc\ 2} = \frac{N_{ser}}{s} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} v \leq \overline{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Avec :

$S = b \times h + 15(A + A')$  : section homogénéisée

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left( \frac{h}{2} - v \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (v^3 + v'^3) + 15A'(v - d')^2 + 15A(d - v)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \quad \text{et } v' = h - v$$

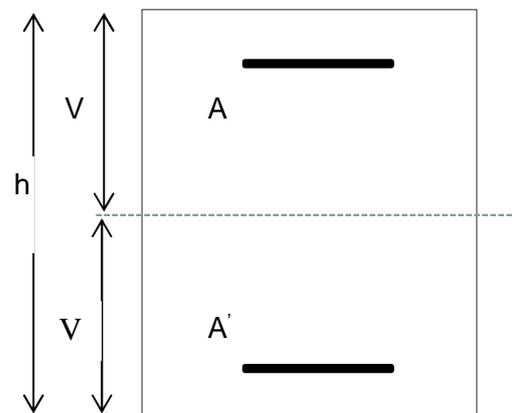


Figure V.2 : Section d’un poteau.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après

Tableau V.6 Vérification des contraintes dans le béton

niveau	RDC et 1	2 et 3	4 et 5	6 et 7
sections	55×55	50×50	45×45	40×40
d(m)	0,53	0,48	0,43	0,38
V(m)	0,54778	0,498	0,44	0,397
V'(m)	0,00221	0,0022	0,0024	0,0023

$S(m^2)$	0,340195	0,280915	0,230595	0,1813
$I_{yy'}(m^4)$	0,03014	0,02025	0,0134	0,0083
$N_{ser}(kn)$	1539,4	1131,34	749,93	381,45
$M_{ser}(kn.m)$	3,32	7,48	6,82	5,38
Type de section	sec	sec	sec	sec
$\sigma_{bc1}(Mpa)$	4,58	4,20	3,47	2,35
$\sigma_{bc2}(Mpa)$	4,52	4,02	3,25	2,1
$\overline{\sigma}_{bc}(Mpa)$	15	15	15	15
observation	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier

### c) Vérification des contraintes de cisaillements

Selon RPA99/2003 (art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \overline{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.7 :** Vérification des contraintes de cisaillement.

niveau	Sections (cm <sup>2</sup> )	$l_f$ (cm)	$\lambda_g$	$\rho_d$	d (cm)	$V_u$ (kn)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\overline{\tau}_{bu}$ (MPa)	observation
RDC	55×55	258,6	5,19	0,075	53	119,486	0,4	1,875	vérifié
1	55×55	214,2	3,89	0,04	53	119,486	0,4	1	vérifié
2 et 3	50×50	214,2	4,284	0,04	48	110,8356	0,46	1	vérifié
4 et 5	45×45	214,2	4,76	0,04	43	80,7733	0,41	1	vérifié
6 et 7	40×40	214,2	5,355	0,075	38	66,3366	0,43	1,875	vérifié

### V.2.5 Disposition constructives

-la distance entre les barres dans une face du poteau ne doit dépasser 25 cm.

- longueur des crochets :  $l=10\phi_l = 10 \times 1,2 = 12 \text{ cm}$ .

- longueur de recouvrement :  $l_r = 40 \times \phi$  :

Pour  $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } l_r = 65 \text{ cm}$

Pour  $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } l_r = 60 \text{ cm}$

Pour  $\varnothing = 20 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } l_r = 80 \text{ cm}$

- **Détermination de la zone nodale**

Pour des raisons de sécurité, il vaut mieux d'éviter les jonctions par recouvrement dans la zones nodales (zone critique)

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée la figure suivante :

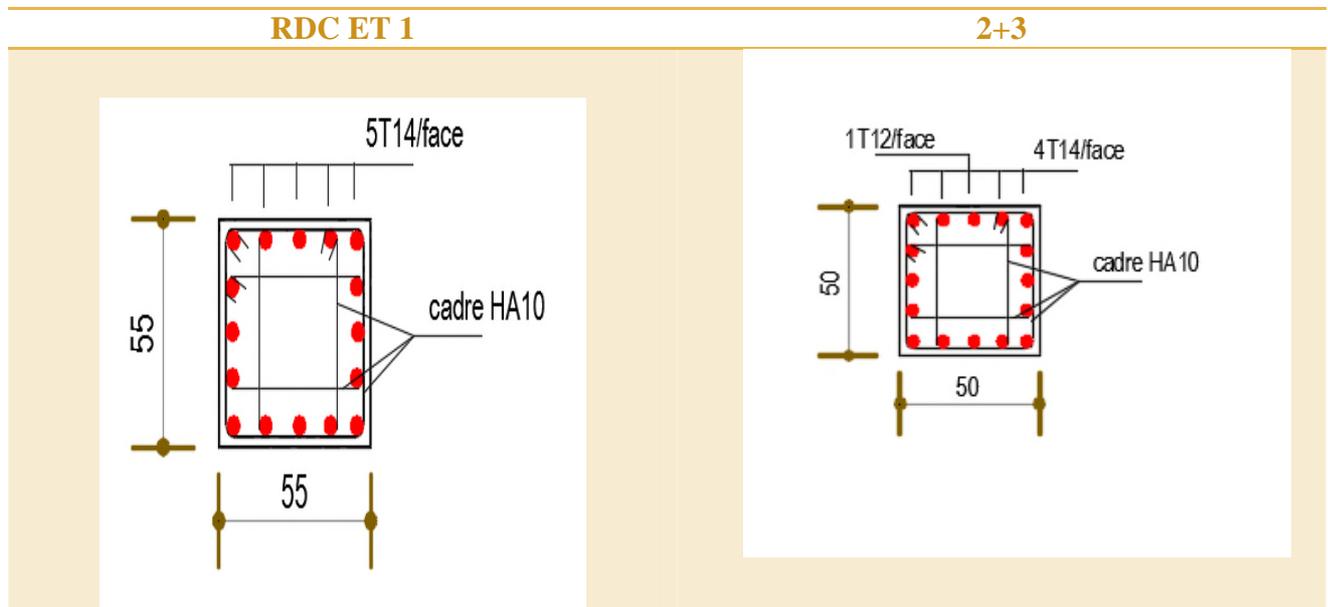
$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

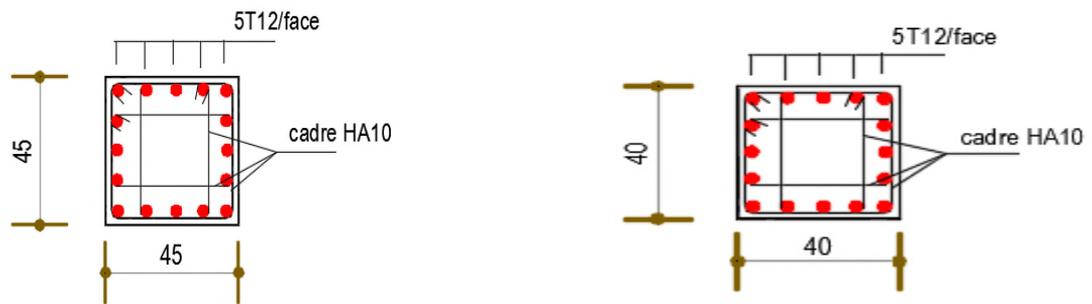
$L' = 2hAvech_e$ : hauteur de chaque niveau.

**Tableau V.8 :** Dimensions de la zone nodale.

niveaux	RDC	1	2+3	4+5	6+7
sections	55× 55	55× 55	50× 50	45× 45	40× 40
$L'(\text{cm})$	pp	80	80	80	80
	Ps	70	70	70	70
$h(\text{cm})$	68	60	60	60	60

**Tableau V.9 :** Ferrailage des sections des poteaux.





4+5

6+7

### V.3 Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ETAPSV16, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 suivantes :

1.35 G + 1.5 Q..... ELU

G + Q..... ELS

G + Q ±E..... Accidentel

0.8 G ±E..... Accidentel

#### V.3.1 Recommandations du RPA99/2003

##### a) Armatures longitudinales: RPA99/2003(Art : 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% de la section du béton en zone courante.
  - 6% de la section du béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de  $40\Phi$  en zone II.
- Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

##### b) Armatures transversales : RPA99/2003(Art : 7.5.2.2)

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $0.3\% st \times h$

Avec St : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \quad \text{en zone nodale}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \quad \text{en dehors de la zone nodale}$$

✓ **Remarque**

La valeur du diamètre  $\phi_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

**V.3.2 Section minimale et maximales préconisée par le RPA99/2003**

**Tableau V.10 :** Armatures longitudinales min et max dans les poutres.

Type de poutre	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub>	
			Zone courante	Zone de recouvrement
principale	30*40	6	48	72
secondaire	30*35	5,25	42	63

**V.3.3 Sollicitation des poutres**

Les sollicitations de calcul les plus défavorable sont tiré du logiciel ETAPS .qui représentées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.11 :** Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres.

niveaux	Poutre principale			poutre secondaire		
	M <sub>travée</sub>	M <sub>appui</sub>	V	M <sub>travée</sub>	M <sub>appui</sub>	V
<b>RDC et étage courant</b>	68,641	-106,8883	144,51	96,7219	-122,0065	125,8919
<b>Terrasse inaccessible</b>	36,8046	-66,6991	49,3761	55,9684	-96,1579	-116,9578

**V.3.4 Ferrailages des poutres**

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30 × 40) plancher

étage courant avec les sollicitations suivantes :  $\begin{cases} M_t = 68,64kn.m \\ M_a = -106,88kn.m \end{cases}$

## a. Armatures longitudinales

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30 × 40)

plancher étage courant avec les sollicitations suivantes :  $\begin{cases} M_t = 68,64 \text{ kn.m} \\ M_a = -106,88 \text{ kn.m} \end{cases}$

$$\checkmark \text{ Armatures en travée : } \mu_{bu} = \frac{68,64 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,38^2 \times 18,48} = 0,085 \rightarrow \mu_{bu} = 0,085 < \mu_l = 0,379 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,112 ; z = 0,362 \text{ m} ; A = 4,74 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark \text{ Armatures en appui : } \mu_{bu} = \frac{106,88 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,37^2 \times 18,48} = 0,133$$

$$\alpha = 0,179 ; z = 0,352 \text{ m} ; A = 7,59 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant résume le ferrailage des poutres :

**Tableau V.12 :** Le ferrailage des poutres (PP et PS).

Etage	Types de la poutre	Section (cm <sup>2</sup> )	localisation	M (kn. m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
Etage courant	PP	30 × 40	En travée	68,64	4,74	6	3HA14+3HA12 =8,01
			En appui	106,88	7,59	6	3HA14+3HA12 =8,01
	PS	30 × 35	En travée	96,72	8,03	5,25	4HA14+2HA12 =8,42
			En appui	-122,00	10,44	5,25	4HA16+2HA14 =11,12
Terrasse inaccessible	PP	30 × 40	En travée	36,80	2,47	6	3HA14+3HA12 =8,01
			En appui	-66,69	4,59	6	3HA14+3HA12 =8,01
	PS	30 × 35	En travée	55,96	5,22	5,25	3HA14+1HA12 =5,75
			En appui	-96,15	9,49	5,25	3HA16+3HA14 =10,65

**b. Armatures transversales**✓ **Calcul de  $\phi_t$** 

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left( \phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min(1,2; 1,14 ; 3) \text{cm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min(1,2; 0,86 ; 3) \text{cm} \end{cases}$$

$$\text{avec: } \begin{cases} \text{Poutres principales: } (30 \times 40) \text{cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (30 \times 35) \text{cm}^2 \end{cases}$$

Soit  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  et  $A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$  (1cadre + 1 étrier)

✓ **Calcul des espacements  $St$** 

D'après le **RPA99/2003 (Art7.5.2.2)** :

$$\text{En zone nodale: } St \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi_t^{min}; 30 \text{cm} \right)$$

$$\begin{aligned} \text{Poutres principales } St &\leq \min(10; 14,4; 30 \text{cm}) \quad \text{soit } St=10 \text{cm} \\ \text{Poutres secondaires } St &\leq \min(8,75; 14,4; 30 \text{cm}) \quad \text{soit } St=10 \text{cm} \end{aligned}$$

$$\text{En zone courantes: } St \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } St \leq 20 \text{ cm} & \text{soit } St=15 \text{cm} \\ \text{Poutres secondaires } St \leq 17,5 \text{ cm} & \text{soit } St=15 \text{cm} \end{cases}$$

✓ **Vérification des sections d'armatures transversales minimales****Poutre principales :**

$$\text{On a } A_{\min} = 0,3\% \times St \times b = 1,35 \text{cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots \text{Vérifiée}$$

Poutre secondaire

$$\text{On a } A_{\min} = 0,3\% \times St \times b = 1,35 \text{cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots \text{Vérifiée}$$

✓ **Calcul des longueurs de recouvrement**

$$\text{Pour } \phi = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 55 \times 1,6 = 88 \text{cm} \Rightarrow \text{On adopte : } lr = 90 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } \phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 55 \times 1,4 = 77 \text{cm} \Rightarrow \text{On adopte : } lr = 80 \text{cm.}$$

$$\text{Pour } \phi = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 55 \times 1,2 = 66 \text{cm} \Rightarrow \text{On adopte : } lr = 70 \text{cm.}$$

✓ **Vérification des pourcentages maximale d'armatures longitudinales**

Pour l'ensemble des poutres :

$$\text{En zone de recouvrement : } A_{\max} = 4\%(b \times h)$$

- Poutres principales :  $A_{\max} = 48 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires :  $A_{\max} = 42 \text{ cm}^2$

$$\text{En zone courante : } A_{\max} = 6\%(b \times h)$$

- Poutres principales :  $A_{\max} = 72 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires :  $A_{\max} = 63 \text{ cm}^2$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

**V.3.5 Vérification nécessaire**

➤ **Vérification à ELU**

✓ **Condition de non fragilité**

$$A^{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A^{cal} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } A^{\min}=1,34\text{cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } A^{\min}=1,16\text{cm}^2 \end{cases} \dots \text{vérifiée}$$

✓ **Vérification des contraintes tangentielles**

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) \quad (F.P.N)$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront sûrement.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau V.13 : Vérification des contraintes tangentielles.**

	<b>Poutres</b>	<b>V<sup>max</sup> (KN)</b>	<b>τ<sub>bu</sub> (Mpa)</b>	<b>τ̄<sub>bu</sub> (Mpa)</b>	<b>Observation</b>
<b>Etage courant</b>	Principale	144,51	1,30	3,33	Vérifiée
	Secondaires	125,89	1,31	3,33	Vérifiée

Pour les appuis de rive :  $A_l \geq A_l^{rive} = V^{max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

Pour les appuis intermédiaires :  $A_l \geq A_l^{inter} = (V^{max} - \frac{M_a}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$

**Tableau V.14 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.**

<b>Poutres</b>	<b>V<sup>max</sup> (KN)</b>	<b>M<sub>a</sub> (KN.m)</b>	<b>A<sub>l</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>l</sub><sup>rive</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>l</sub><sup>inter</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Observation</b>
<b>Principale</b>	144,51	106,88	8,01	3,61	-4,41	Vérifiée
<b>Secondaires</b>	125,89	-122,00	11,12	3,15	-7,44	Vérifiée

➤ **Vérification à l'ELS**

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- Vérification de l'état limite de compression du béton ;
- Vérification de l'état limite de déformation (Evaluation de la flèche).

**a)Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau V.15 : Vérification de l'état limite de compression du béton.

poutres	localisation	M <sub>s</sub> (kn.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	observation
pp	travée	22,46	8,01	13,67	90941,28	3,37	15	vérifier
	appui	-44,92	8,01	13,67	90941,28	6,75	15	vérifier
ps	travée	40,88	8,42	12,37	67596,24	7,48	15	vérifier
	appui	-74,60	11,12	14,10	81476,59	12,9	15	vérifier

### b) Vérification de l'état limite de déformation

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$1) \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right)$$

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

$$3) L < 8 m$$

#### ✓ Poutre principales

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{500} = 0,08 > \max(0,0625; 0,07) = 0,07 \quad \text{Condition vérifié}$$

$$\frac{8,01 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,38} = 0,007 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \text{Condition vérifié}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

#### ✓ Poutre secondaire

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{475} = 0,07 > \max(0,0625; 0,04) = 0,0625 \quad \text{Condition vérifié}$$

$$\frac{8,42 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,33} = 0,0008 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \text{Condition vérifié}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.3.6 Vérification de la zone nodale

Le RPA99/2003 (art 7.6.2) exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1,25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

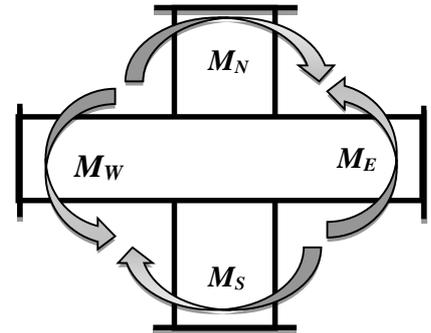


Figure V.3 : Les moments dans la zone

Cette vérification fait en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

a) Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans la poutre

Le moment résistant ( $M_R$ ) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton.
- La quantité d'armatures dans la section du béton.
- La contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec } z=0,9h \text{ ( } h \text{ : hauteur totale de la section du béton).}$$

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

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.16 : Moment résistant dans les poteaux.

niveaux	h (cm)	Z (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (Mpa)	$M_r$ (kn. m)
RDC	55	49,5	24,63	348	424,27
1 étages	55	49,5	24,63	348	424,27
2 étages	50	45	22,99	348	360,02
3 étages	50	45	22,99	348	360,02
4 étages	45	40,5	18,1	348	255,10
5 étages	45	40,5	18,1	348	255,10
6 étages	40	36	18,1	348	226,75
7 étages	40	36	18,1	348	226,75

Les résultats des moments résistants dans les poutres sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.17 : Moment résistant dans les poutres.

niveaux	type	section	Z (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_s$ (Mpa)	$M_r$ (kn.m)
RDC et étage	pp	30*40	36	8,01	348	100,34
	Ps	30*35	31,5	11,12	348	121,89
Terrasse inaccessible	pp	30*40	36	8,01	348	100,34
	Ps	30*35	31,5	10,65	348	116,74

## b) Vérifications

Tableau V.18 : Vérification de la zone nodale.

Niveau	plan	$M_e = M_w$	$M_s$	$M_n$	$1,25(M_e + M_w)$	$M_n + M_s$	observation
RDC	pp	100,34	424,27	424,27	250,85	848,54	vérifier
	Ps	121,89	424,27	424,27	304,725	848,54	vérifier
1 étage	pp	100,34	360,02	424,27	250,85	784,29	vérifier
	Ps	121,89	360,02	424,27	304,725	784,29	vérifier
2étage	pp	100,34	360,02	424,27	250,85	784,29	vérifier
	Ps	121,89	360,02	424,27	304,725	784,29	vérifier
3 étages	pp	100,34	255,10	360,02	250,85	615,12	vérifier
	Ps	121,89	255,10	360,02	304,725	615,12	vérifier
4 étages	pp	100,34	255,10	360,02	250,85	615,12	vérifier
	Ps	121,89	255,10	360,02	304,725	615,12	vérifier
5 étages	pp	100,34	226,75	255,10	250,85	481,85	vérifier
	Ps	121,89	226,75	255,10	304,725	481,85	vérifier
6 étages	pp	100,34	226,75	255,10	250,85	481,85	vérifier
	Ps	121,89	226,75	255,10	304,725	481,85	vérifier
7 étages	pp	100,34	226,75	226,75	250,85	481,85	vérifier
	Ps	116,74	226,75	226,75	290	481,85	vérifier

On voit que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres dans les deux sens.

## V.3.7 Schéma de ferrailage des poutres

Nous exposerons 02 schémas de ferrailage des poutres principales et secondaires du plancher terrasse inaccessible.

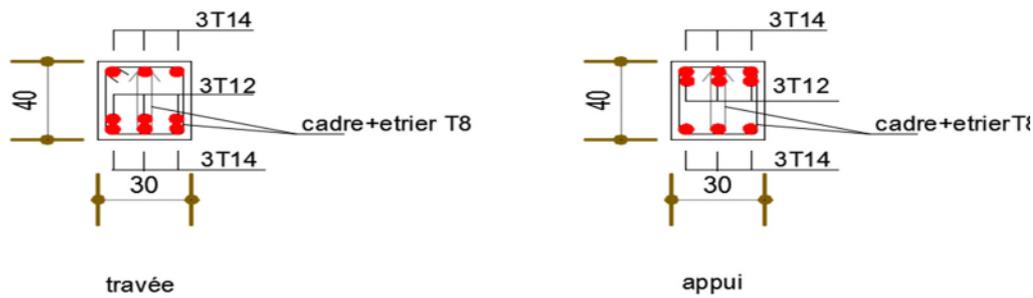


Figure V.4 : Schéma du ferrailage de la poutre principale terrasse inaccessible.

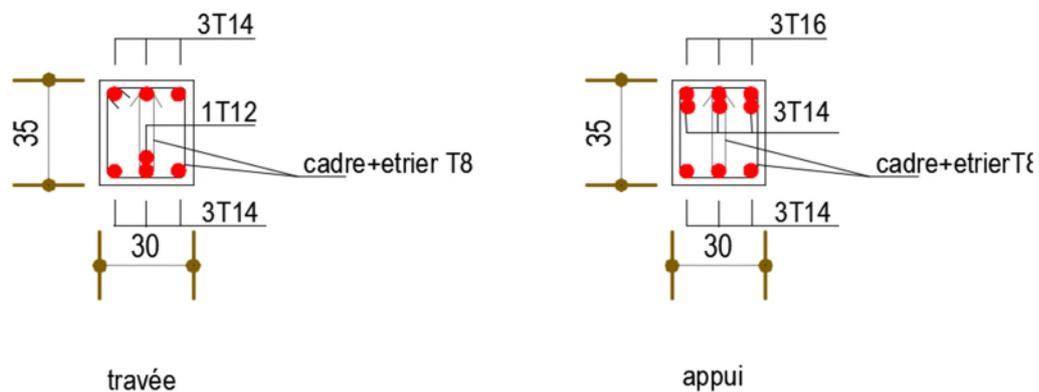


Figure V.5 : Schéma du ferrailage de la poutre secondaire terrasse inaccessible.

#### V.4 Etude des voiles

Le RPA99/2003(3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les combinaisons de calcul à prendre sont les suivants :

$$-1,35G+1,5Q$$

$$-G+Q\pm E$$

$$-G+Q$$

$$-0,8G\pm E$$

**V.4.1 Recommandation du RPA99/2003 (Art : 7.7.4.1)****1) Armature verticales**

La section d'armature à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- ✓ Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0,2% de la section du béton  $A_{\min}=0,2\% \times l_t \times e$

Avec :

$l_t$  : Longueur de la zone tendue.

$e$  : Épaisseur du voile.

- ✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

**2) Armatures horizontales**

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchant, et à maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

**3) Armatures transversales :**

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de 4 épingles par  $1\text{m}^2$  au moins.

**4) Règles communes aux armatures verticales et horizontales**

- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
  - ✓ Globalement dans la section du voile 0,15%
  - ✓ En zone courante 0,1%
- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- L'espacement  $S_t = \min\left(1.5 \times e ; 30cm\right)$  avec  $e$  : épaisseur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par  $m^2$ .
- 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.
  - $20\phi$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule

$$A_{ij} = 1,1 \frac{V}{f_e} \text{ Avec } V=1,4V_u$$

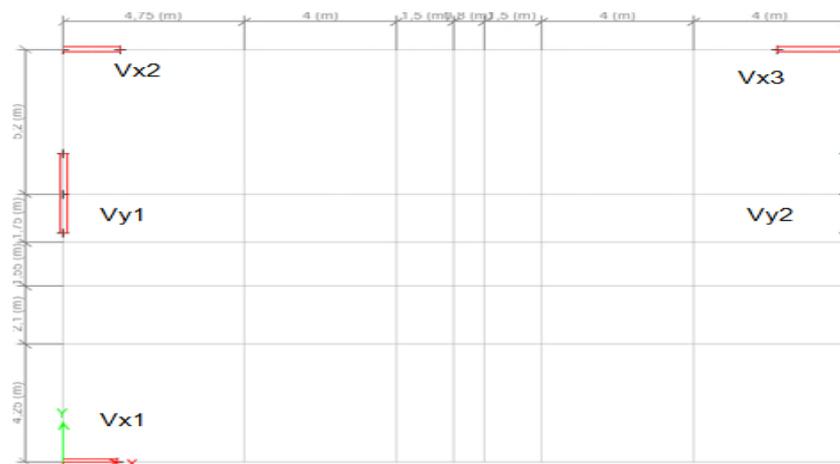


Figure V.6 : Schéma la disposition voile.

**V.4.2 Calcul des sollicitations**

Les résultats de calcul de sollicitation sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau V.19** : Sollicitation dans les voiles.

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		V (kn)
		N (kn)	M (kn.m)	M (kn.m)	N (kn)	N (kn)	M (kn.m)	
RDC et 1	$V_{x1}$	-1125,39	6,66	1039,7	-370,88	-323,35	153,99	231,95
2 et 3		-827,05	42,92	219,21	-764,5	-241,3	124,74	96,73

4et 5		-548,8	42,62	182,4	-273,1	-166,1	172,4	75,64
6et 7		-272,5	37,2	164,47	-129	-80,2	152,5	55,39
RDC et 1	$V_{x2}$	-1691,19	3,14	1173,25	-1045,26	-490,23	34,05	246,14
2 et 3		-1253,46	82,78	310,57	-1083,49	-362,37	42,26	134,96
4et 5		-824,69	87,11	246,22	-467,82	-246,26	49,57	111,90
6et 7		-416,85	81,07	229,64	-227,87	-120,43	45,65	82,92
RDC et 1		$V_{x3}$	-1756,33	1743,67	1750,21	-1385,72	-356,16	409,88
2 et 3	-1300		84,73	463,70	-623,31	-306,66	146,67	190,06
4et 5	-872,28		94,82	341,66	-764,47	247,44	255,86	150,60
6et 7	-436,24		92,82	301,23	-338,82	-137,06	235,95	99,41
RDC et 1	$V_{y1}$		-2112,31	69,02	2378,25	-1497,23	-875,98	116,30
2 et 3		-1566,99	49,59	567,79	-1109,56	-650,14	20,11	201,71
4et 5		-1047,79	54,07	422,22	-730,06	-430,45	47,30	155,06
6et 7		-526,84	52,04	391,43	-319,67	-204,85	55,42	92,92
RDC et 1		$V_{y1}$	-1964,43	34,76	2236,63	-976,31	-745,79	116,79
2 et 3	-1457,04		39,25	565,63	-720,40	-553,59	43,83	193,49
4et 5	-973,28		-44,30	-395,26	-676,43	-368,63	46,92	149,63
6et 7	-487,33		-43,60	243,92	-175,11	-72,31	69,01	62,85

### V.4.3 Ferrailage des voiles

#### 1) Les armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N).

Ces efforts sont tirés directement du ETABS2016.et on prend les plus défavorables :

- Moment maximal avec son effort normal correspondant :  $M_{max} \rightarrow N_{corr}$
- Effort normal maximal avec son moment correspondant :  $N_{max} \rightarrow M_{corr}$
- Effort normal minimal avec son moment correspondant :  $N_{min} \rightarrow M_{corr}$

#### 2. Les armatures horizontales

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau - 0.3f_{tj} \times k}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Elle doit respecter les conditions du RPA.

Les résultats de ferrailage seront récapitulés dans les tableaux ci-après ou

$A_v^{min}/voile$ :Section d'armatures verticale minimale dans tout le voile ( $A_v^{min} =0,15\% \times b \times l$ )

$A_v^{calculé}/face$  : section d'armature calculée pour une seule face de voile.

$A_v^{adopté}/Face$  : section d'armature adoptée pour une seule face de voile

$S_t$  : espacement

$A_h^{min}/voile$ :Section d'armatures horizontale minimale dans tout le voile ( $A_h^{min} =0,15\% \times b \times l$ )

Tableau V.20 : Ferrailage du voile Vx1=1,4m.

voile	RDC et 1	2+3 étage	3+4 étage	6et 7 étage
Section ( $m^2$ )	0,2×1,4	0,2×1,4	0,2×1,4	0,2×1,4
M (kn.m)	6,66	42,92	42,62	37,26
N (kn)	-1125,39	-827,05	-548,84	-272,59
$\sigma_1$ (Mpa)	-4,11	-3,61	-2,61	-1,54
$\sigma_2$ (Mpa)	-3,91	-2,29	-1,3	-0,40
section	SET	SET	SET	SET
$l_t$	1,4	1,4	1,4	1,4
V(kn)	231,95	96,73	75,64	55,39
$\tau$ (Mpa)	1,28	0,53	0,42	0,307
$\tau_{max}$ (Mpa)	5	5	5	5
$A_v^{calculé} tendu/face$ ( $cm^2$ )	16,38	13,21	9,2	5,06
$A_v^{min}/face$ ( $cm^2$ )	4,2	4,2	4,2	4,2
$A_v^{min} tendu/face$ ( $cm^2$ )	5,6	5,6	5,6	5,6
$A_v^{adopté}/face$ ( $cm^2$ )	16,84	13,57	11,5	6,03
Nombre de barre	8HA14+4HA12	12HA12	6HA12+6HA10	12HA8
$S_t$ (cm)	extrémité	10	10	10
	milieu	20	20	20
$A_h^{cal}$ ( $cm^2$ )	1,61	0,67	0,525	0,38
$A_h^{min}$ ( $cm^2$ )	4,2	4,2	4,2	4,2
$A_h^{adopté}$ ( $cm^2$ )	4,52	4,52	4,52	4,52
N barre/ml	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

Tableau V.21 : Ferrailage du voile Vx2=1,5m.

Voile	RDC+1	2 +3étage	4+5 étage	6et 7 étage
Section ( $m^2$ )	0,2×1,5	0,2×1,5	0,2×1,5	0,2×1,5
M (kn.m)	3,14	82,78	87,11	81,07
N (kn)	-1691,9	-1253,46	-834,69	-416,85
$\sigma_1$ (Mpa)	-5,68	-5,28	-3,94	-2,47
$\sigma_1$ (Mpa)	-5,59	-3,07	-1,62	-0,30

section	SET	SET	SET	SET
$l_t$	1,5	1,5	1,5	1,5
V (kn)	246,14	134,96	111,9	82,92
$\tau$ (Mpa)	1,27	0,69	0,58	0,42
$\tau_{max}$ (Mpa)	5	5	5	5
$A_v^{calculé}$ tendu/face(cm <sup>2</sup> )	24,41	20,39	14,50	8,32
$A_v^{min}$ /face(cm <sup>2</sup> )	4,5	4,5	4,5	4,5
$A_v^{min}$ tendu/face(cm <sup>2</sup> )	6	6	6	6
$A_v^{adopté}$ /face(cm <sup>2</sup> )	24,63	20,55	15,58	10,87
Nombre de barre	16HA14	10HA12+6HA14	12HA12+4HA8	6HA8+10HA10
$S_t$ (cm)	extrémité	10	10	10
	milieu	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1,59	0,87	0,72	0,53
$A_h^{min}$ ((cm <sup>2</sup> ))	4,5	4,5	4,5	4,5
$A_h^{adopté}$ ((cm <sup>2</sup> ))	4,52	4,52	4,52	4,52
N barre/ml	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

Tableau V.22 : Ferrailage du voile Vx3=1,8m.

voile	RDC+ 1	2+3 étage	4+5étage	6et 7 étage
Section (m <sup>2</sup> )	0,2×1,8	0,2×1,8	0,2×1,8	0,2×1,8
M (kn.m)	1743,67	84,73	94,82	92,82
N (kn)	-1756,33	-1300	-872,28	-436,24
$\sigma_1$ (Mpa)	-4,72	-4,39	-3,3	-2,07
$\sigma_1$ (Mpa)	-3,7	-2,82	-1,54	-0,35
section	SET	SET	SET	SET
$l_t$	1,8	1,8	1,8	1,8
V (kn)	332,64	190,06	150,603	99,41
$\tau$ (Mpa)	1,43	0,82	0,65	0,42
$\tau_{max}$ (Mpa)	5	5	5	5
$A_v^{calculé}$ tendu/face(cm <sup>2</sup> )	20,12	20,72	14,80	8,47
$A_v^{min}$ /face(cm <sup>2</sup> )	5,4	5,4	5,4	5,4
$A_v^{min}$ tendu/face(cm <sup>2</sup> )	7,2	7,2	7,2	7,2
$A_v^{adopté}$ /face(cm <sup>2</sup> )	21,55	21,55	15,83	9,23
Nombre de barre	14HA14	14HA14	14HA12	4HA12+6HA10
$S_t$ (cm)	extrémité	10	10	10
	milieu	20	20	20
$A_h^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	1,79	1,026	0,81	0,53
$A_h^{min}$ ((cm <sup>2</sup> ))	5,4	5,4	5,4	5,4
$A_h^{adopté}$ ((cm <sup>2</sup> ))	6,28	6,28	6,28	6,28
N barre/ml	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

Tableau V.23 : Ferrailage du voile Vy1=2,85m.

voile	RDC et 1	2+3 étage	4+5 étage	6et 7 étage
Section ( $m^2$ )	0,2× 2,85	0,2× 2,85	0,2×2,85	0,2×2,85
M (kn.m)	69,02	49,59	54,07	52,04
N (kn)	-2112,31	-1566,99	-1047,79	-526,84
$\sigma_1$ (Mpa)	-3,96	-2,93	-2,03	-1,11
$\sigma_1$ (Mpa)	-3,45	-2,56	-1,63	-0,73
section	SET	SET	SET	SET
$l_t$	2,85	2,85	2,85	2,85
V(kn)	436,41	201,71	155,06	92,92
$\tau$ (Mpa)	1,19	0,54	0,42	0,25
$\tau_{max}$ (Mpa)	5	5	5	5
$A_v^{calculé}$ tendu/face( $cm^2$ )	31,4	23,27	15,87	8,36
$A_v^{min}$ /face( $cm^2$ )	8,55	8,55	8,55	8,55
$A_v^{min}$ tendu/face( $cm^2$ )	11,4	11,4	11,4	11,4
$A_v^{adopté}$ /face( $cm^2$ )	32,17	24,63	17,46	12,57
Nombre de barre	16HA16	16HA14	4HA16+12HA10	16HA10
$S_t$ (cm)	extrémité	10	10	10
	milieu	20	20	20
$A_h^{cal}$ ( $cm^2$ )	1,48	0,68	0,52	0,31
$A_h^{min}$ ( $cm^2$ )	8,55	8,55	8,55	8,55
$A_h^{adopté}$ ( $cm^2$ )	9,05	9,05	9,05	9,05
N barre/ml	8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
$S_t$ (cm)	20	20	20	20

Tableau V.24 : Ferrailage du voile Vy2=2,85m.

voile	RDC et 1	2+3 étage	4+5 étage	6et 7 étage
Section ( $m^2$ )	0,2× 2,85	0,2×2,85	0,2×2,85	0,2× 2,85
M (kn.m)	34,76	39,25	44,30	43,60
N (kn)	-1964,43	-1457,04	-973,28	-487,33
$\sigma_1$ (Mpa)	-3,57	-2,7	-1,87	-1,01
$\sigma_1$ (Mpa)	-3,31	-2,41	-1,54	-0,69
section	SET	SET	SET	SET
$l_t$	2,85	2,85	2,85	2,85

$V(kn)$		400	193,49	149,63	87,56
$\tau(Mpa)$		1,09	0,52	0,40	0,23
$\tau_{max}(Mpa)$		5	5	5	5
$A_v^{calculé} \text{ tendu/face}$ ( $cm^2$ )		28,76	21,53	14,66	7,66
$A_v^{min} / \text{face}(cm^2)$		8,55	8,55	8,55	8,55
$A_v^{min} / \text{facetendu}(cm^2)$		11,4	11,4	11,4	11,4
$A_v^{adopté}(cm^2)$		29,25	21,55	15,83	9,03
<b>Nombre de barre</b>		19HA14	14HA14	14HA12	4HA12+6HA10
$S_t(cm)$	extrémité	10	10	10	10
	milieu	20	20	20	20
$A_h \text{ cal}(cm^2)$		1,36	0,65	0,51	0,29
$A_h^{min}((cm^2))$		8,55	8,55	8,55	8,55
$A_h^{adopté}((cm^2))$		9,05	9,05	9,05	9,05
<b>N barre/ml</b>		8HA12	8HA12	8HA12	8HA12
$S_t(cm)$		20	20	20	20

#### V.4.4 Schéma de ferrailage

On prend comme un exemple le voile Vx12 et 3étage

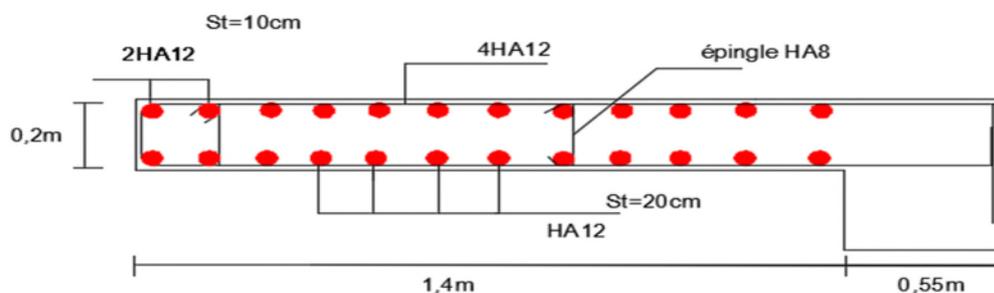


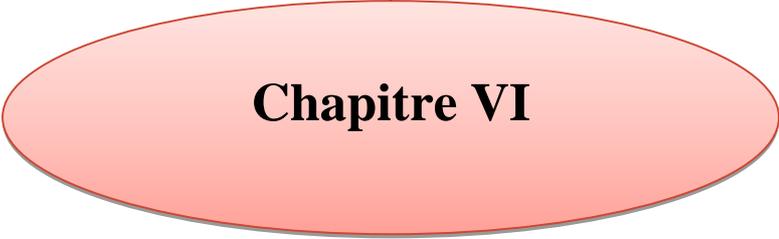
Figure V.7 : Schéma du ferrailage du voile Vx1.

### V.5 Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle dans la résistance et la transmission des sollicitations.

Dans la détermination des ferrillages des différents éléments principaux, il a été tenu compte des ferrillages obtenus par le logiciel ETABS ainsi que le ferrillage minimum du RPA99/2003.

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA99/2003 et le BAEL91/99.



# **Chapitre VI**

**Etude des fondations**

**VI.1 Introduction**

Une fondation se définit comme la partie d'un bâtiment ou d'un ouvrage de travaux publiques qui assure la transmission dans le sol des charges (poids propre, force climatique, sismiques et charges d'exploitation) de celui-ci.

Les fondations d'un bâtiment représentent un enjeu essentiel de sa construction, car elles forment la partie structurelle qui assure sa portance et permet de contrôler les tassements dus aux charges qu'il applique au sol et les infiltrations dues à la présence éventuelle d'eau dans le terrain.

**VI.2 Le choix du type des fondations**

Selon des facteurs suivants : (la capacité portante du sol, les Charges transmises au sol, la distance entre axes des poteaux, la profondeur du bon sol).Le constructeur choisira une solution du type fondation superficielle (les semelles isolées, les semelles filantes, le radier général), semi profonde ou profonde (semelle sous pieux).

D'après le rapport du sol, le type de fondation suggéré est superficielle, ancrée à 1,5m du niveau de base et la contrainte admissible est de 2,00bars

**VI.3 Combinaisons de calcul**

D'après le RPA 99/V2003 (Art 10.1.4.1) le dimensionnement des fondations superficielles se fait selon les combinaisons :

- ✓  $G + Q \mp E$
- ✓  $0.8 G \mp E$

**VI.4 Etude des fondations**

**VI.4.1 Vérification de la semelle isolée**

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

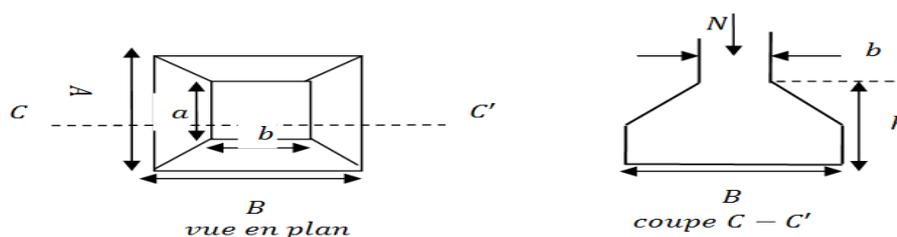
$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée :

$N_s$ : L'effort normal transmis à la base obtenu par notre modèle à ELS,  $N_s = 1539,40 \text{ kn}$

S : Surface d'appuis de la semelle.  $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.  $\bar{\sigma}_{sol} = 2,00 \text{ bar}$



**Figure VI.1 : Semelle isolée.**

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} B$$

a ; b : dimensions du poteau à la base.

On remplace A dans l'équation (1) on trouve

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_s}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0.55}{0.55} \times \frac{1539,40}{200}} \Rightarrow B \geq 2,77 \text{ m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 1,9 m. On remarque qu'il aura un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

#### VI.4.2 Vérification de la semelle filante

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante de la largeur B et de la longueur L situé sous un portique forme de 06 poteaux.

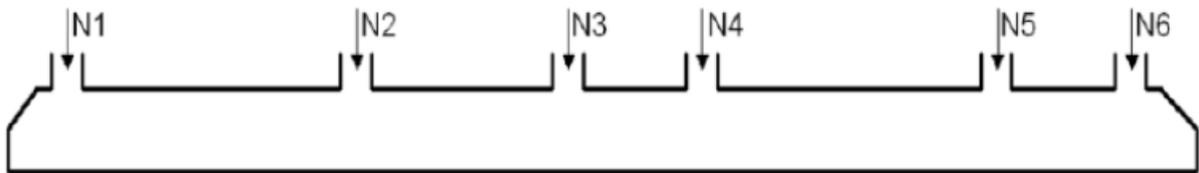


Figure VI.2 : Semelle filante.

La surface totale des semelles est donné par :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

$N_i$ : L'effort normal provenant du poteau « i » à ELS.

$$N_1 = 1023,95 \text{ kn} ; \quad N_4 = 998,07 \text{ kn}$$

$$N_2 = 1539,40 \text{ kn} ; \quad N_5 = 1396,92 \text{ kn}$$

$$N_3 = 997,99 \text{ kn} ; \quad N_6 = 953,33 \text{ kn}$$

$$\sum_{i=1}^7 N_i = 6909,66 \text{ kn}$$

$$B \geq \frac{6909,66}{200 \times 21,3} = 1,62 \text{ m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 1.9 m, donc il y aura un chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

#### VI.4.3 Radier général

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure

- ✓ La réduction des tassements différentiels
- ✓ La facilité d'exécution.

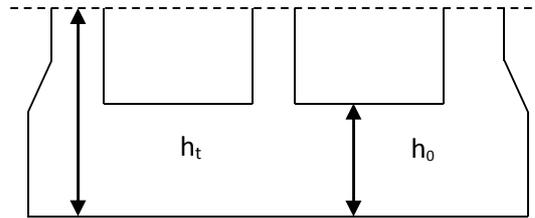


Figure VI.1 : Radier.

### A) Caractéristiques géométriques du radier

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

#### ➤ Condition de coffrage :

$h_t$  : Hauteur des nervures.

$h_0$  : Hauteur de la dalle.

$L_{max}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ( $L_{max} = 5,55$  m)

Pour la dalle  $\rightarrow h_0 \geq \frac{L}{20} = \frac{555}{20} = 27,75$  cm

Pour la nervure  $\rightarrow h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{555}{10} = 55,5$  cm

#### ➤ Condition de rigidité :

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

$L_e$  : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$K$  : coefficient de raideur du sol  $K = 4 \times 10^4$  KN/m<sup>3</sup>

$E$  : module d'élasticité du béton :  $E = 3,216 \times 10^7$  KN/m<sup>2</sup>

$b$  : largeur de la semelle

$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}$ , inertie de la semelle

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5,55^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3,216 \times 10^7}} = 83,46$$
 cm

Donc,  $h_t \geq 83,46$  cm  $\Rightarrow h_t = 90$  cm

$$L_e \geq \sqrt[4]{(3,216 \times 10^7 \times 0,9^3) / (3 \times 4 \times 10^4)} = 3,75$$
 m

$$L_{max} = 5,55m \leq \frac{\pi}{2} L_e = 5,89 m \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

✓ **Calcul de la surface du radier**

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

N : Effort normal total transmis par l'ouvrage.

La surface du bâtiment est :  $S_{bat} = 305,93 m^2$

$$S_{rad} \geq \frac{24930,96}{200} = 124,65m^2$$

On peut prendre  $S_{rad} = S_{bat} = 305,93 m^2$

➤ **Dimension du radier**

On adopte les dimensions suivantes :

- Hauteur de la nervure  $h_t = 90\text{cm}$
- Hauteur de la table du radier  $h_0 = 30\text{cm}$
- Enrobage  $d' = 5\text{cm}$ .
- La surface du radier  $S_{rad} = 253,73m^2$

**B) Vérifications nécessaires**

➤ **Vérification de la contrainte dans le sol**

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$M_x$  ;  $M_y$ : Moments à l'ELS dans les directions x et y respectivement

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{sol} = 0,20\text{MPa} ; \sigma_{Max,Min} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{x,y} \times Y_G/X_G}{I_{xx}/I_{yy}} ; S_{rad} = 305,93m^2$$

D'après l'AUTOCADE, on a les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} X_G = 10,04 m ; I_{xx} = 5553,24 m^4 ; M_x = 28610,17 kn.m \\ Y_G = 9,28 m ; I_{yy} = 11711,73 m^4 ; M_y = 25366,55 kn.m \end{cases}$$

**Remarque :**

L'effort normal N et le moment M doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS, ou bien, on peut prendre N à l'état accidentel mais en majorant la contrainte du sol par le coefficient 3/2.

• **Sens X-X**

Données :

$$N = 24930,96 \text{ kn} ; M_x = 28610,17 \text{ kn.m} ; I_{xx} = 5553,24 m^4 ; Y_G = 9,28m$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xx}} = \frac{24930,96 \times 10^{-3}}{305,93} + \frac{28610,17 \times 10^{-3}}{5553,24} \times 9,28 = 0,129 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xx}} = \frac{24930,96 \times 10^{-3}}{305,93} - \frac{28610,17 \times 10^{-3}}{5553,24} \times 9,28 = 0,033 \end{cases}$$

Ce qui donne:  $\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,129 + 0,033}{4} = 0,105 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,20 \text{ MPa}$

• **Sens Y-Y**

Données :

$N = 24930,96 \text{ kn}$  ;  $M_y = 25366,55 \text{ kn.m}$  ;  $I_{yy} = 11711,73 \text{ m}^4$  ;  $X_G = 10,04 \text{ m}$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y \times X_G}{I_{yy}} = \frac{24930,96 \times 10^{-3}}{305,93} + \frac{25366,55 \times 10^{-3}}{11711,73} \times 10,04 = 0,103 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y \times X_G}{I_{yy}} = \frac{24930,96 \times 10^{-3}}{305,93} - \frac{25366,55 \times 10^{-3}}{11711,73} \times 10,04 = 0,059 \text{ MPa} \end{cases}$$

Ce qui donne:  $\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0,103 + 0,059}{4} = 0,092 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,20 \text{ MPa}$

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_d = \frac{N_u \times L_{max}}{2 \times S_{rad}} \Rightarrow d \geq \frac{V_d \times b}{2,5}$$

$N_U$ : Effort normal résultant de la combinaison la plus défavorable  $\Rightarrow N_u = 34274,71 \text{ kn}$

$$V_u = \frac{34274,71 \times 5,55}{2 \times 305,93} = 310,89 \text{ kn}$$

$$d \geq \frac{310,89 \times 1 \times 10^{-3}}{2,5} = 12,43 \text{ cm} \rightarrow \text{soit : } d = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification au poinçonnement**

Selon le BAEL91/99 (Art A.5.2.4.2), il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :  $N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

$N_d$  : Effort normal de calcul,

$h_t$  : Hauteur total de la dalle du radier.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

✓ **Sous poteau le plus sollicité**

Le poteau le plus sollicité est le poteau (55×55) cm<sup>2</sup>, le périmètre d'impact  $U_c$  est donné par la formule suivante :  $U_c = 2 \times (A + B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t \\ B = b + h_t \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A = 0,55 + 0,9 = 1,45 \text{ m} \\ B = 0,55 + 0,9 = 1,45 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow U_c = 5,8$$

Alors :  $N_d = 2,11652MN \leq 0.045 \times 5,8 \times 0,9 \times \frac{25}{1,5} = 3,915MN \dots \dots$  Condition vérifiée

$N_d = 2116,52kn \leq 3915kn \Rightarrow$  Pas de risque de rupture par poinçonnement.

### ➤ Vérification de la poussée hydrostatique

La condition à vérifier est la suivante :  $N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

- $f_s = 1,15$  (coefficient de sécurité).
- $\gamma_w = 10 \text{ kn/m}^3$  (poids volumique de l'eau).
- $S_{rad} = 305,93\text{m}^2$  (surface du radier).
- $H = 1,5\text{m}$  (hauteurs de la partie ancrée du bâtiment) [Annexe I].

$N = 24930,96 \text{ kn} \geq 1.15 \times 1,5 \times 305,93 \times 10 = 5277,29 \text{ kn} \Rightarrow$  Le bâtiment reste stable sous poussée hydrostatique.

## VI.5 Le ferrailage

### VI.5.1 Ferrailage du radier

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable et on optera le même ferrailage pour tout le radier. On fait le calcul pour une bande de 1 m.

Soit :  $G_0$  le poids propre du radier

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.30 = 7,50 \text{ kn/m}^2$$

### ➤ Calcul dechargement :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35 \times G_0 \Rightarrow q_u = \frac{34274,71}{305,93} + 1,35 \times 7,5 \Rightarrow q_u = 122,15 \text{ kn/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} \Rightarrow q_s = \frac{24930,96}{305,93} \Rightarrow q_s = 81,49 \text{ kn/m}^2$$

$$\text{Le panneau le plus sollicité est : } \begin{cases} L_x = 4,35\text{m} \\ L_y = 5,00\text{m} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,35}{5} = 0.87 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\text{ELU: } \begin{cases} \rho = 0,87 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{D'après l'annexe (2)} \begin{cases} \mu_x = 0,0486 \\ \mu_y = 0,7244 \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} \rho = 0,87 \\ \nu = 0,2 \end{cases} \Rightarrow \text{D'après l'annexe (2)} \begin{cases} \mu_x = 0,0556 \\ \mu_y = 0,8074 \end{cases}$$

### ➤ Evaluation des moments :

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0,0486 \times 122,15 \times 4,35^2 = 112,33 \text{ kn.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 0,7244 \times 112,33 = 81,37 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0,0556 \times 81,49 \times 4,35^2 = 85,73 \text{ kn.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 0,8074 \times 85,73 = 69,21 \text{ kn.m} \end{cases}$$

- En travée :

$$ELU : \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 95,48 \text{ kn.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 69,16 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$ELS : \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 72,87 \text{ kn.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 58,82 \text{ kn.m} \end{cases}$$

- En appui :

$$ELU : M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = M_a^y = -56,16 \text{ kn.m}$$

$$ELS : M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = M_a^y = -42,86 \text{ kn.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section de  $(b \times h_0) = (1 \times 0,30)\text{m}^2$

Les résultats obtenus sont données dans le tableau ci-après :

**Tableau VI.1** : Calcul du ferrailage du radier.

	Sens	M (kn.m)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> cm <sup>2</sup> /ml	Nbre de barre	S <sub>t</sub> (cm)
Travée	Sens x-x	95,48	11,63	2,55	12,06	6HA16	12
	Sens y-y	69,16	8,28	2,4	9,24	6HA14	15
Appui	Sens x/y	56,16	6,67	3,01	7,70	5HA14	20

➤ **Condition de non fragilité**

On a : e = 30 cm > 12 cm et ρ = 0.87 > 0.4

$$Entravée : \begin{cases} A_{minx} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2}\right) \times b \times h_0 = 0.0008 \times \left(\frac{3 - 0.87}{2}\right) \times 1 \times 0.30 = 2,55 \text{ cm}^2 \\ A_{miny} = \rho_0 \times b \times h_0 = 0.0008 \times 1 \times 0.30 = 2,4 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{En appui : } A_{minx} = A_{miny} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,01 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification au cisaillement**

$$V_u = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{122,15 \times 4,35}{2} \times \frac{5,00^4}{4,35^4 + 5,00^4} = 168,90 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0,67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \text{Min} \left( \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right) = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Vérfications des contraintes à L'ELS**

- Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

- Etat limite des aciers :

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

Avec :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

Le calcul et la vérification des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VI.2 : Vérification des contraintes dans le radier.**

	Sens	$M_{ser}$ (kn.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ MPa	Obs
<b>Travée</b>	x-x	72,87	7,87	69330,84	10,78 ≤ 15	V	270,06 ≤ 201.63	N.V
	y-y	58,82	7,05	56337,35	8,65 ≤ 15	V	281,11 ≤ 201.63	N.V
<b>Appui</b>	x-x	42,86	6,53	48683,27	7,53 ≤ 15	V	260,98 ≤ 201.63	N.V
	y-y							

**Remarque :**

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

**Tableau VI.3 : Section d'armature du radier à l'ELS.**

sens	$M_{ser}$	$\beta$ $\times 10^{-2}$	$\alpha$	Acal	Aado	nbr	st	
<b>travée</b>	x-x	72,87	0,57	0,392	16,70	18,85	6HA20	15
	y-y	58,82	0,46	0,358	13,25	14,07	7HA16	14
<b>Appui x-y</b>	42,86	0,34	0,310	9,48	10,05	5HA16	20	

➤ **Vérification des espacements :**

Selon x-x :  $S_t \leq \begin{cases} \min(2,5h_0 ; 25cm) = 25cm \\ 100/6 = 16,66cm \end{cases}$

Selon y-y :  $S_t = 14cm \leq \min(3h_0 ; 33cm) = 33cm$

➤ **Schéma de ferrailage :**

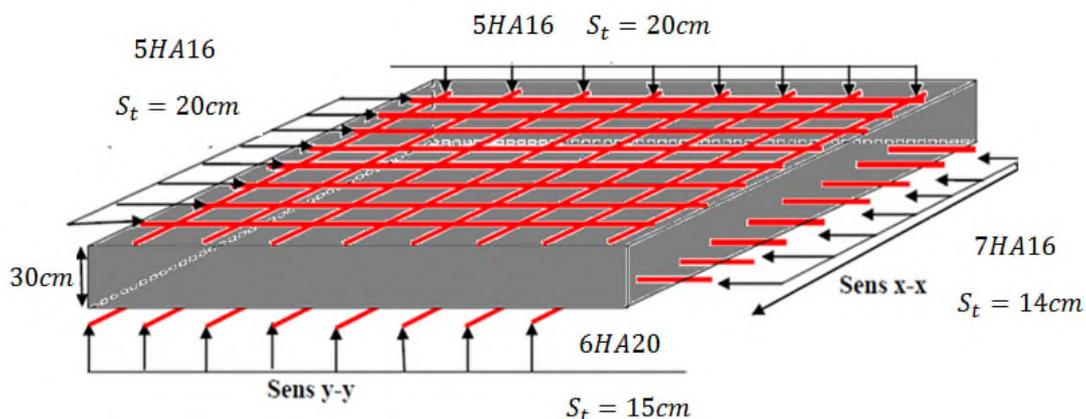


Figure VI.3 : Ferrailage du radier.

VI.5.2 Ferrailage des nervures

Les nervures servant d'appuis au radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture). Mais pour la simplification des calculs, on remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

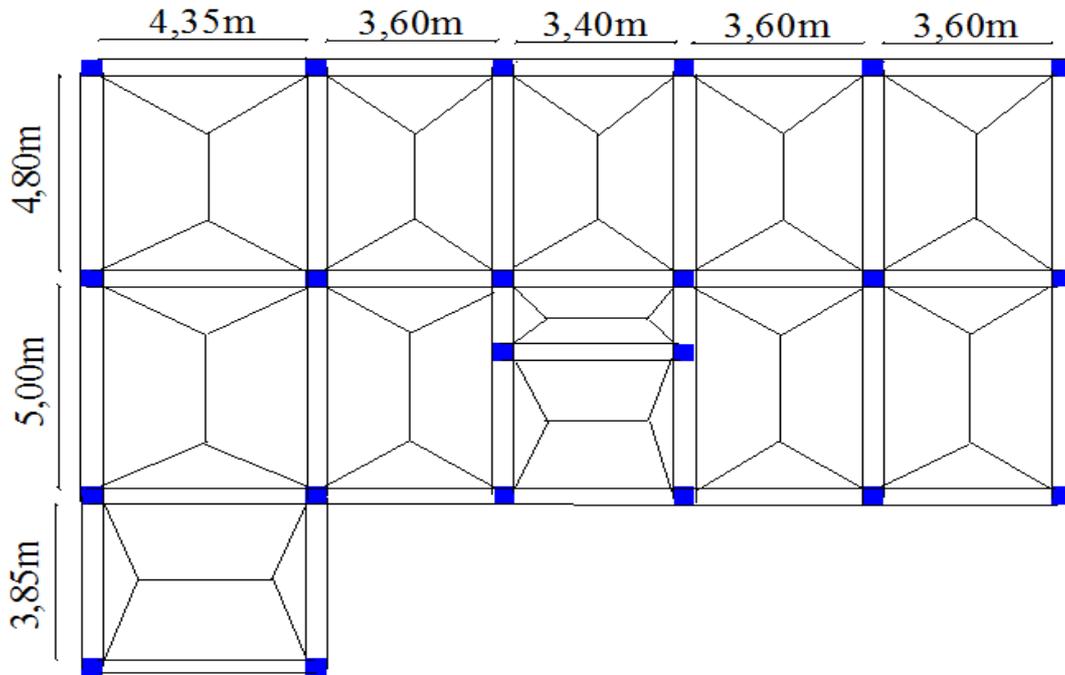


Figure VI.4 : Schéma des lignes de rupture de la dalle du radier.

➤ Distribution des charges

Tableau VI.4 : Distribution des charges.

Charges triangulaires	Charges trapézoïdales
$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$	$q_m = \frac{P}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right]$ $q_v = \frac{P}{2} \left[ \left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right]$

Avec :

$q_m$ : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

$q_v$ : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

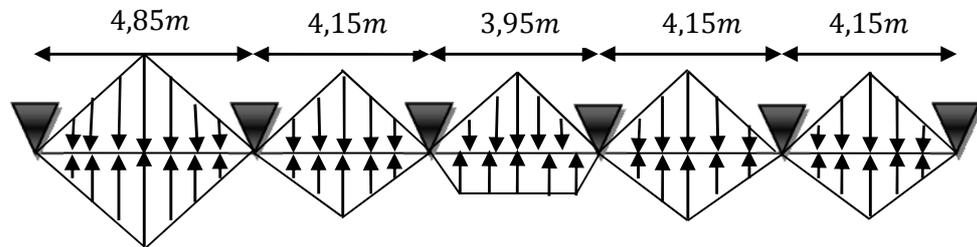
P: Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

$$\rho_g = \frac{l_{xg}}{l_y} \quad \text{et} \quad \rho_d = \frac{l_{xd}}{l_y}$$

➤ Calcul des sollicitations :

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures. Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Forfaitaire.

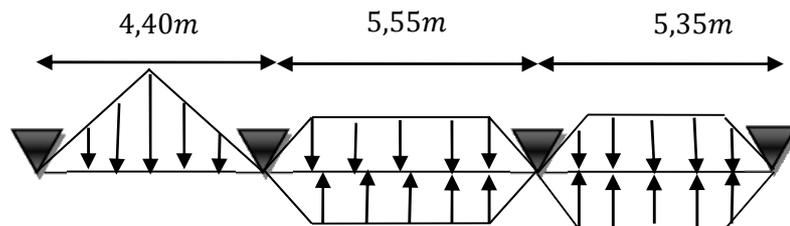
Sens x-x :



$$\begin{cases} q_{Mu} \\ q_{Vu} \\ q_{Ms} \end{cases} : \begin{cases} 354,23 \text{ kn/ml} \\ 265,67 \text{ kn/ml} \\ 236,32 \text{ kn/ml} \end{cases} \begin{cases} 293,16 \text{ kn/ml} \\ 219,87 \text{ kn/ml} \\ 195,57 \text{ kn/ml} \end{cases} \begin{cases} 224,13 \text{ kn/ml} \\ 175,28 \text{ kn/ml} \\ 149,52 \text{ kn/ml} \end{cases} \begin{cases} 293,16 \text{ kn/ml} \\ 219,87 \text{ kn/ml} \\ 195,57 \text{ kn/ml} \end{cases} \begin{cases} 293,16 \text{ kn/ml} \\ 219,87 \text{ kn/ml} \\ 195,57 \text{ kn/ml} \end{cases}$$

Figure VI.6 : Schéma statique des nervures longitudinales dans le sens x-x.

Sens y-y:



$$\begin{cases} q_{Mu} \\ q_{Vu} \\ q_{Ms} \end{cases} : \begin{cases} 156,75 \text{ kn/ml} \\ 117,56 \text{ kn/ml} \\ 78,43 \text{ kn/ml} \end{cases} \begin{cases} 380,52 \text{ kn/ml} \\ 290,82 \text{ kn/ml} \\ 253,85 \text{ kn/ml} \end{cases} \begin{cases} 358,34 \text{ kn/ml} \\ 283,54 \text{ kn/ml} \\ 248,64 \text{ kn/ml} \end{cases}$$

Figure VI.7 : Schéma statique des nervures longitudinales dans le sens y-y.

Tableau VI.5 : les sollicitations maximales.

sollicitations sens	Le moment à ELU $M$ (kn.m)		Le moment à ELS (kn.m)		L'effort tranchant $V_u$ (kn)
	$M_{tu}$	$M_{au}$	$M_{ts}$	$M_{as}$	
Sens x-x	833,23	520,77	555,88	347,42	708,67
Sens y-y	805,81	732,56	537,50	488,70	887,72

➤ Ferrailage des nervures :

Les nervures se calculent à la flexion simple comme une section en T de la même manière que les poutrelles.

Les nervures sont de dimensions:

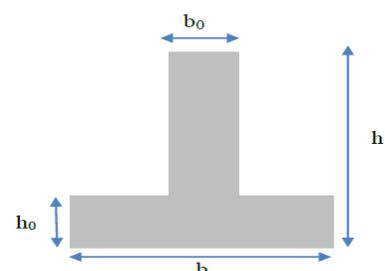


Figure VI.8 : Section à ferrailer.

$h = 0.9\text{ m} ; h_0 = 0.30\text{ m} ; b_0 = 0.55\text{ m} ; d = 0.85\text{ m}$

La largeur efficace «  $b$  » de la dalle du radier qui intervient dans la résistance est définie par :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots \text{CBA93 (Art: 4.1.3)}$$

✓ Sens x-x :

$$\begin{cases} L_x = 3.6 \\ L_y = 3.4 \end{cases} \Rightarrow \frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{3.6}{2} ; \frac{3.4}{10}\right) \Rightarrow b = 1,23\text{ m}$$

✓ Sens y-y :

$$\begin{cases} L_x = 3,6\text{ m} \\ L_y = 4,35\text{ m} \end{cases} \Rightarrow \frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{3,6}{2} ; \frac{4,35}{10}\right) \Rightarrow b = 1,42\text{ m}$$

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.6 :** Ferrailage des nervures à l'ELU.

	Zone	Moments (KN.m)	$A^{cal}(\text{cm}^2)$	$A^{adop}(\text{cm}^2)$	$A^{min}(\text{cm}^2)$	$A^{choisie}(\text{cm}^2)$
Sens x-x	Travée	833,23	29,16	30,91	12,62	6HA16+6HA20
	appui	520,77	17,97	18,34		2HA20+6HA16
Sens y-y	Travée	805,81	27,98	28,67	14,57	2HA25+6HA20
	appui	732,56	26,15	28,67		2HA25+6HA20

➤ **Armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{lmin} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(16 ; 24,28 ; 55)\text{ mm}$$

Soit  $\phi_t = 10\text{ mm}$  et  $A_{trans} = 4\phi_{10} = 3.14\text{ cm}^2$  (2 cadres  $\phi_{10}$ )

On adopte un espacement entre les armatures transversales  $St = 15\text{ cm}$ .

➤ **Vérifications nécessaires :**

- **Vérification des efforts tranchants à l'ELU :**

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

Fissuration Nuisible  $\Rightarrow \bar{\tau} < \min(0.1f_{c28} ; 4\text{ MPa}) = 2.5\text{ MPa}$

Selon le Sens (x-x):  $\tau_u = \frac{708,67 \times 10^{-3}}{1,23 \times 0,85} = 0,67\text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5\text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Selon le Sens (y-y):  $\tau_u = \frac{887,72 \times 10^{-3}}{1,42 \times 0,85} = 0,73\text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5\text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

**Tableau VI.7 :** vérification des contraintes à l'ELS.

localisation	$M_{ser}$ (kn.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ MPa	Obs
--------------	------------------	--------	----------------------	--	-----	--	-----

<b>x-x</b>	travée	555,88	21,56	2276915,6	$5,26 \leq 15$	V	$232,32 \geq 201,63$	N.V
	appui	347,42	17,39	1473129,7	$4,10 \leq 15$	V	$239,17 \geq 201,63$	N.V
<b>y-y</b>	travée	537,50	19,86	2380951,8	$4,84 \leq 15$	V	$220,58 \geq 201,63$	N.V
	appui	488,70	19,86	2380951,8	$4,07 \leq 15$	V	$202,55 \geq 201,63$	N.V

**Remarque :**

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures longitudinales à l'ELS.

**Tableau VI.8 :** Ferrailage des nervures à l'ELS.

localisation		$M_{ser}(kn.m)$	$\beta \times 10^{-2}$	$\alpha$	Acal ( $cm^2$ )	Aadop ( $cm^2$ )	Nbre de barres
<b>x-x</b>	Travée	555,88	0,31	0,295	36,07	39,25	8HA25
	Appui	347,42	0,19	0,234	21,98	22,39	2HA25+6HA20
<b>y-y</b>	Travée	537,50	0,25	0,267	34,70	34,95	2HA25+8HA20
	Appui	488,70	0,23	0,257	33,18	34,95	2HA25+8HA20

**Remarque :**

Comme les nervures présentent une grande hauteur, des armatures de peau sont nécessaires. Elles sont disposées le long des parements verticaux et sont de l'ordre de  $1cm^2/ml$ .

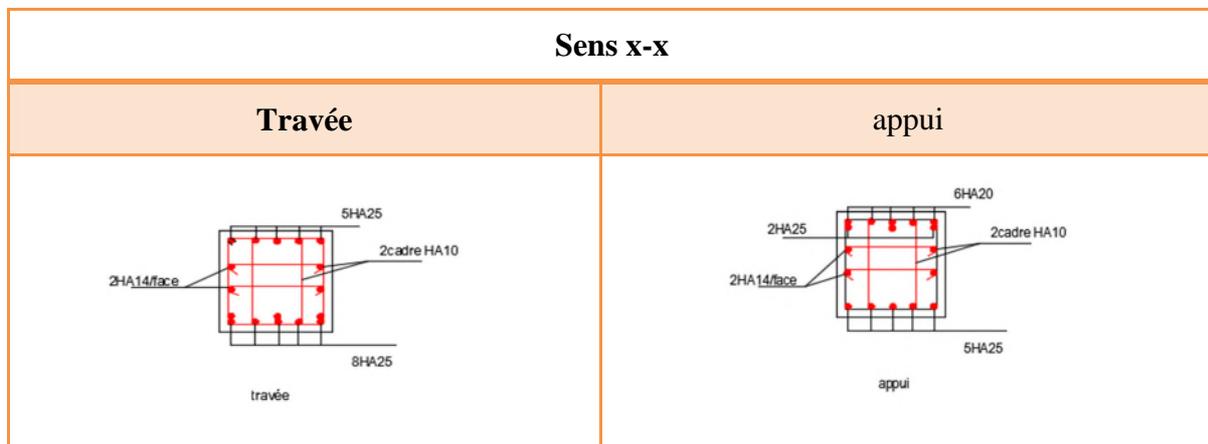
D'après le CBA (Article A.7.3), on doit mettre des armatures de peau de section  $A_p = 3 cm^2/ml$  par la hauteur des nervures.

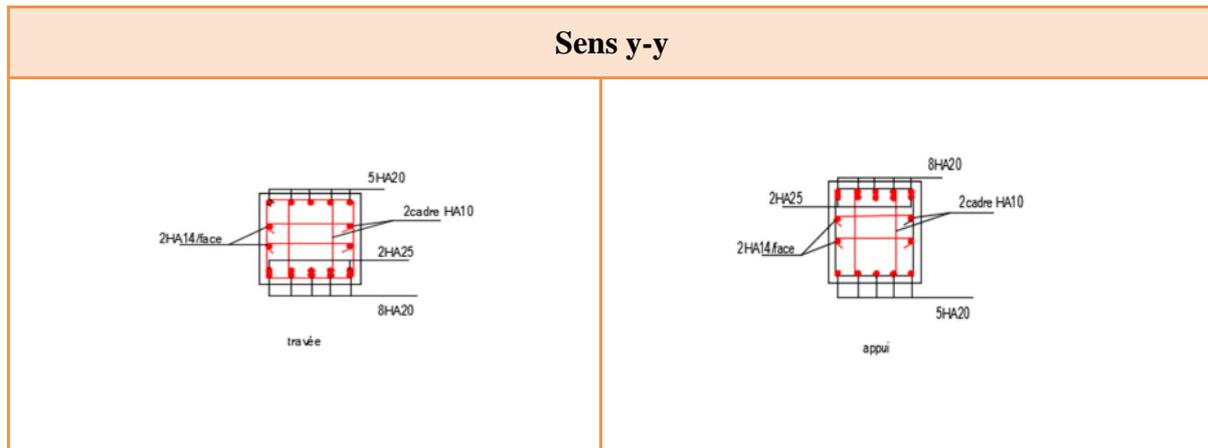
Nous avons :  $A_p = 3 \times 0,90 = 2,7 cm^2$

Soit : 2HA14 = 3,08  $cm^2$  par face.

➤ **Schéma de ferrailage**

**Tableau VI.9 :** Schéma de ferrailage des nervures.





## VI.6 Etude du voile périphérique

### VI.6.1 Introduction

Selon le RPA99, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un mur de soutènement contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15cm.
- Il doit contenir 02 nappes d'armatures
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les 02 sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

### VI.6.2 Dimensionnement du voile

On dimensionne le panneau le plus sollicité

La hauteur  $h=4,08\text{m}$

La longueur  $L=4,75\text{m}$

L'épaisseur  $e=20\text{cm}$

### VI.6.3 Caractéristiques du sol

Le poids spécifique :  $\gamma_h = 24,8\text{kn}/\text{m}^3$

L'angle de frottement :  $\varphi = 34,88^\circ$

La cohésion :  $c = 0,04\text{bars}$

### VI.6.4 Evaluation des charges et surcharges

Le mur de soutènement et soumis à :

- **La poussée des terres :**

$$G = h \times \left( \gamma \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times tg \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right)$$

$$G = 4,08 \times \left( 24,8 \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{34,88}{2} \right) - 2 \times 0,04 \times tg \left( \frac{\pi}{4} - \frac{34,88}{2} \right) \right)$$

$$G = 27,38 \text{ Kn/m}^2$$

- **Surcharge accidentelle :**

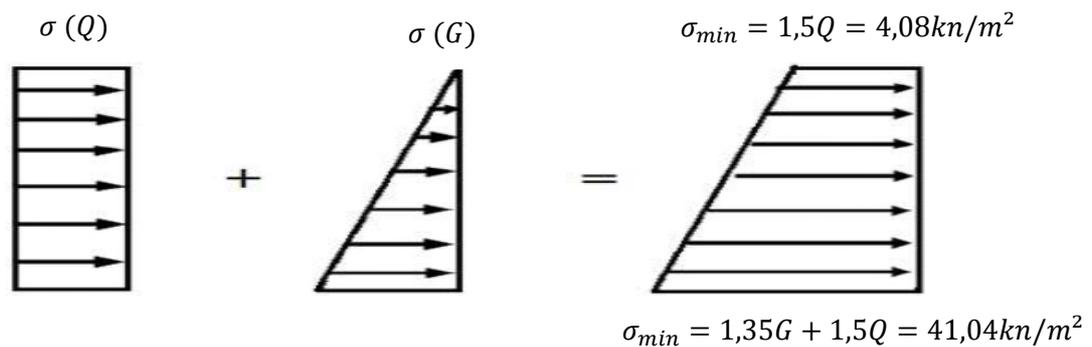
$$Q = q \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 10 \times tg^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{34,88}{2} \right)$$

$$Q = 2,72 \text{ Kn/m}^2$$

### VI.6.5 Ferrailage du voile

Le mur de soutènement sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargé, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

- **A ELU :**



**Figure VI.9 :** Schéma de répartition des contraintes sur le mur.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 31,8 \text{ kn/m}^2 \rightarrow q_u = \sigma_{moy} = 31,8 \text{ kn/m}^2$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 4,08 \text{ m} ; L_y = 4,75 \text{ m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 17 \text{ cm}.$$

$$\rho = L_x / L_y = 0,85 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle porte dans les 02 sens.}$$

$$\rho = 0,85 \rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0,0506 \\ \mu_y = 0,6864 \end{cases} \quad [\text{Annexe II}]$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 26,78 \text{ kn.m} ; M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 18,38 \text{ kn.m}$$

$$M_{tx} = 0,85 \times M_{0x} = 22,76 \text{ kn.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_{0y} = 15,62 \text{ kn.m}$$

$$M_a = 0,5 \times M_{0x} = 13,39 \text{ kn.m}$$

**Tableau VI.10** : Section des armatures du mur de soutènement.

	sens	M (kn.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
<b>Travée</b>	x-x	22,76	0,055	0,070	16,52	3,95	4T12=4,52	25
	y-y	15,62	0,038	0,048	16,67	2,69	4T10=3,14	25
<b>Appuis</b>	X, y	13,39	0,032	0,040	16,72	2,30	4T10=3,14	25

➤ **Vérification à ELU**

- **Vérification de la condition de non fragilité**

Le pourcentage minimal exigé par le RPA est :

$$A_{min} = 0,1 \times b \times h = 2 \text{ cm}^2 \text{ (RPA Art 7.7.4.2)}$$

- **Verification de l'effort tranchant**

Fissuration nuisible on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{v}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa (BAEL Art III.2)}$$

$$v_x = \frac{q_u \times L_x}{3} = 43,24 \text{ kn}$$

$$v_y = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{1}{1+\rho/2} = 45,42 \text{ kn}$$

On va vérifier avec l'effort tranchant max dans les 02 sens

Sens x-x :  $\tau_u = 0,254 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$ ..... vérifiée

Sens y-y :  $\tau_u = 0,267 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$ ..... vérifiée

➤ **Vérification à ELS**

$$\sigma_{min} = Q = 2,72 \text{ kn/m}^2 ; \sigma_{max} = G + Q = 30,1 \text{ kn/m}^2 ;$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 23,25 \text{ kn/m}^2 \rightarrow q_s = \sigma_{moy} = 23,25 \text{ kn/m}^2$$

$$\rho = 0,85 \rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0,0576 \\ \mu_y = 0,7794 \end{cases} \text{ [Annexe II]}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 22,29 \text{ kn.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 17,37 \text{ kn.m}$$

$$M_{tx} = 0,85 \times M_{0x} = 18,94 \text{ kn.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_{0y} = 14,76 \text{ kn.m}$$

$$M_a = 0,5 \times M_{0x} = 11,14 \text{ kn.m}$$

• Vérification des contraintes

✓ Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

✓ Etat limite des aciers :

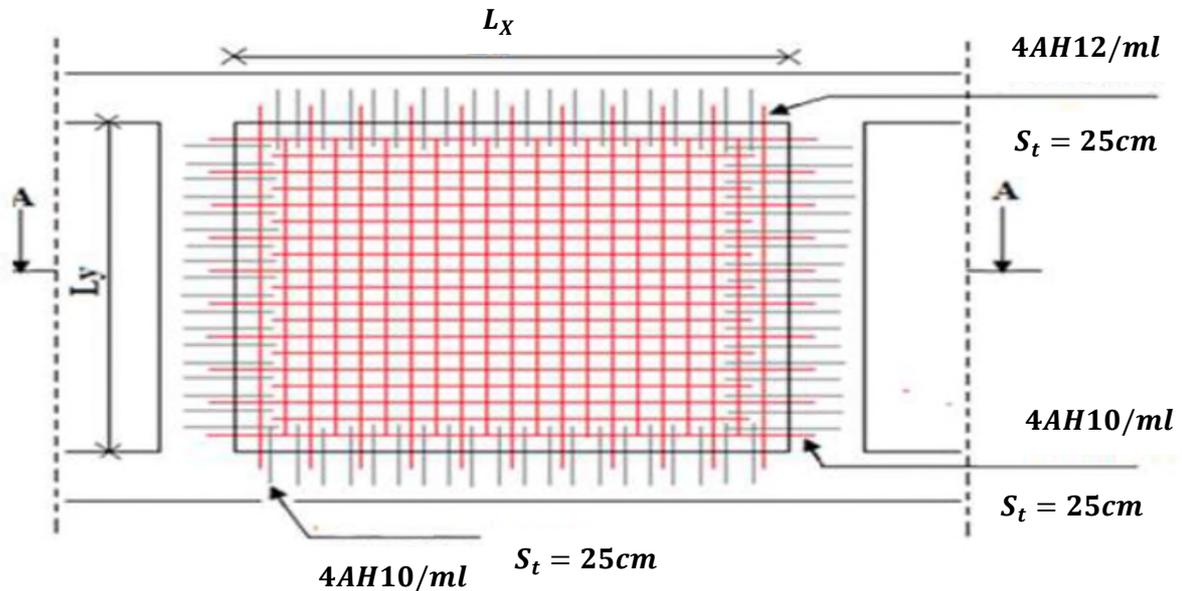
La fissuration est considérée nuisible

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(240 ; 110\sqrt{\eta f_{t28}})\right)$$

Tableau VI.11 : Vérification des contraintes pour le voile périphérique.

	$M_{ser}$ (kn.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ MPa	Obs
Travée x-x	18,94	6,14	13270,80	8,76<15	V	232,48<240	V
Travée y-y	14,76	5,20	11245,13	6,82<15	V	232,32<240	V
Appuis	11,14	5,20	11245,13	5,15<15	V	175,34<240	V

➤ Schéma de ferrailage



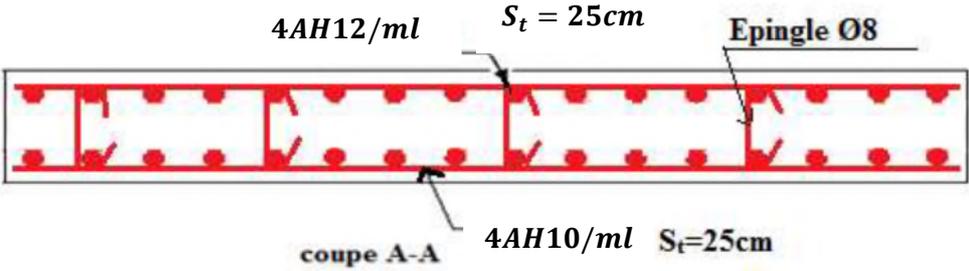
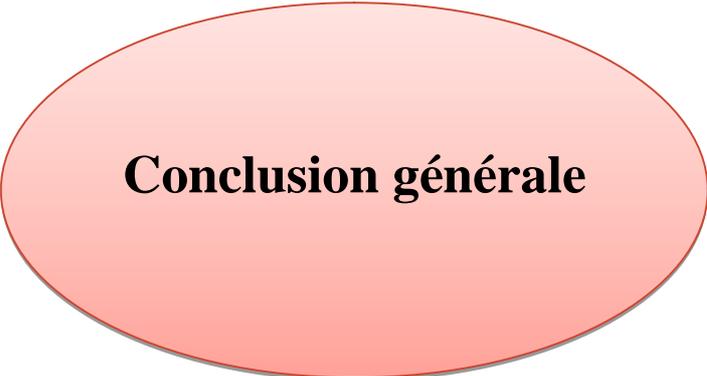


Figure VI.10 : Schéma de Ferrailage de voile périphérique.



**Conclusion générale**

## Conclusion générale.

---

### Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment, et d'autre part d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur. Par ailleurs, cette étude nous a permis de tirer certaines conclusions qui sont :

- la modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, secondaires soient ils ou principaux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- La bonne disposition des voiles joue un rôle important dans la vérification de la période, ainsi que dans la justification de l'interaction voile-portique.
- Si la justification de l'interaction et de la période de vibration de la structure simultanément sont satisfaites, donc la rigidité de la structure est assurée.
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum de RPA, et que ce dernier favorise la sécurité devant l'économie.
- Afin de limiter les dommages en cas de séisme, il est nécessaire de faire un bon choix du site d'implantation de la structure, avec des fondations adoptées aux préventions et recommandations.
- La construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et/ou de qualité d'exécution dérisoire. Donc c'est nécessaire de garantir une meilleure qualité des matériaux qui à son tour garantira, avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates.
- Raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise place, elle doit se baser sur trois points :
  - ✓ Respect de réglementation parasismique.
  - ✓ Conception architecturale parasismique.
  - ✓ Mise en œuvre soignée de la construction.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'étude et aussi un point de départ pour entamer d'autres études dans la vie professionnelle.

## Références et bibliographie.

---

### Références et bibliographie

#### Document réglementaires :

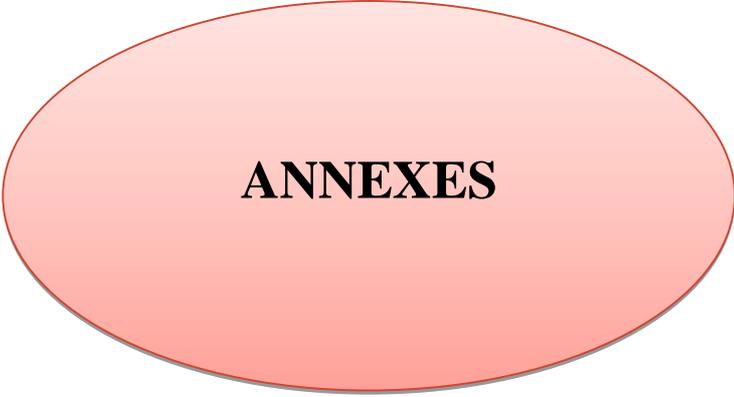
- Règles Parasismique Algérienne (RPA99 version 2003).
- Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- Règles (BAEL91modification 99).
- Document technique réglementaire (DTR BC 2-2) charges et surcharges.

#### Cours :

- Béton armés.
- Dynamique des structures.
- Résistance des matériaux.
- Les mémoires de fin d'étude des années passées.

#### Logiciel :

- Auto CAD 2013
- ETABS/2016
- Microsoft office Word 2007
- Microsoft office Excel 2007

A large, horizontally-oriented oval with a light red to pink gradient fill and a thin dark red border. The word "ANNEXES" is centered within this oval in a bold, black, serif font.

# **ANNEXES**

# Annexe I

## Rapport de sol

### V - CONCLUSION

Le terrain devant recevoir le projet : « 50 LOGTS A AHL EL KSAR W.BOUIRA- » est un terrain plat et constitué par des formations marneuses argileuses, compacte à dur, surmontées d'une couche de terre végétale de 50cm environ.

Les résultats pénétrométriques montrent que le terrain est dans l'ensemble assez homogène avec des résistances en pointe appréciables dès le premier mètre de profondeur.

De part la nature du sol, de type du projet et de l'ensemble des résultats de nos investigations in situ, nous vous conseillons :

- D'opter pour des fondations superficielles de type semelles isolées, reliées par des longrines très rigides, ancrées à une profondeur moyenne de **1,50m** de manière à poser les fondations dans la couche de marnes argileuses.
- Le taux de travail à utiliser pour le calcul des fondations serait de l'ordre de **0,075**.

### VI- RECOMMANDATIONS :

- Compte tenu de la nature géologique du sol en place, il est recommandé d'éviter les travaux d'infrastructure durant la période des pluies et d'éviter ainsi toute stagnation d'eau au niveau des fonds de fouilles des fondations.
- Prévoir la déviation du réseau d'assainissement qui traverse en partie l'assiette du terrain.

**LE DIRECTEUR**



Laboratoire de travaux publics et de la construction en abrégé « LTPC LARBI »		
- Date: le 12/10/2010 - Par: M <sup>r</sup> RAHALT & M <sup>r</sup> KALEM D. - Approuvé par: M <sup>r</sup> LARBI H.	PROJET: 50 LOGTS SOCIAUX LOCATIFS A AHL EL KSAR W BOUIRA	- Client : OPNE DE BOUIRA - Dossier : N°1015/02/053

## Annexe II

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x/L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

### Annexe III

Sections en (cm<sup>2</sup>) de N armatures de diamètre  $\phi$  en (mm)

**Tableau des Armatures**  
(en Cm<sup>2</sup>)

$\phi$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

## Annexe (IV)

TAB. 6.4 – Valeurs de  $M_1$  ( $M_2$ ) pour  $\rho = 1$

$U/l_x$	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.

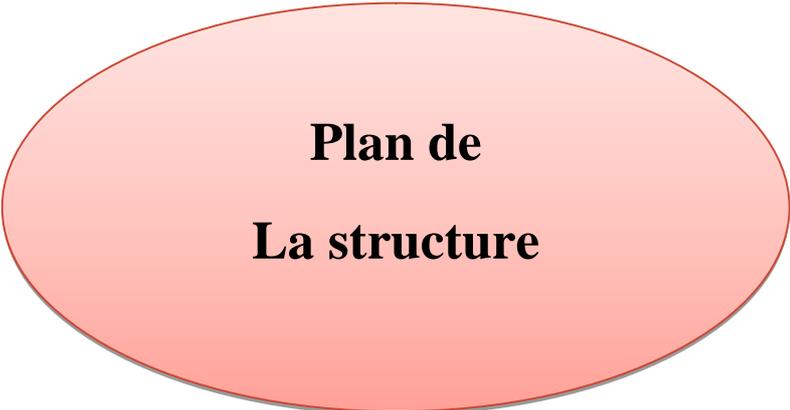


### Caractéristiques générales

Présentation	en simple pour les dispositions en batterie, consultable (table T31)	Manœuvre	collective descendante sélective, à analyse permanente de rail, à ouverture totale rail intense
Largeur de faisceau de service	simple accès	Hydraulique	
Distance minimale niveau	255 cm		

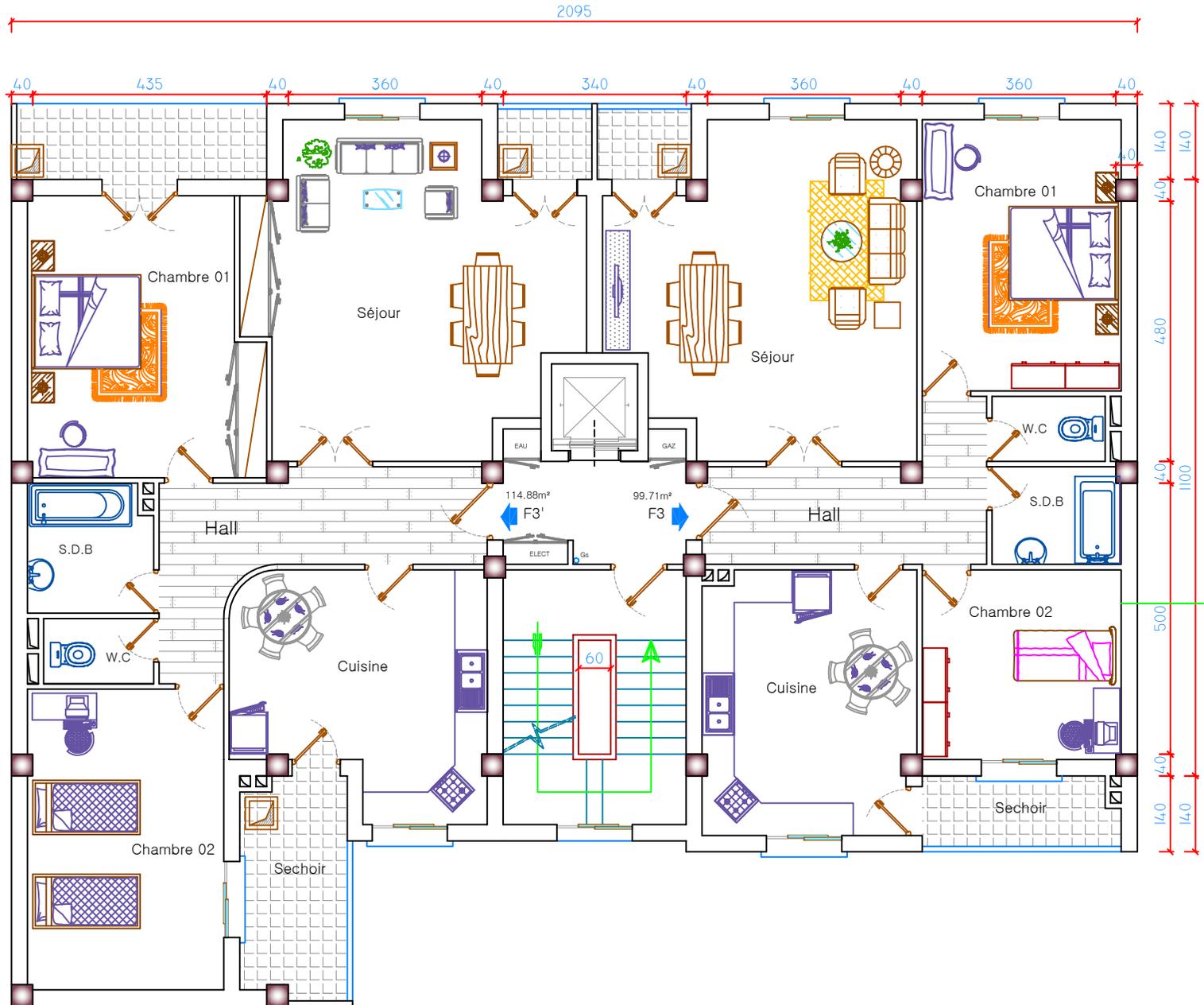
Hauteur sous dalle (2) MSK	Dimensions min (EN 81-1) local des machines			Passage Rail trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampères				Puissance absorbée (3) en kW	Réaction max en daN local des machines		
	largeur BO	prof. TO	hauteur HO		TR 220 V		TR 300 V			FC	DM	PM
					In	Id	In	Id				
355 380	180	360	200	120 x 100	36	84	21	54	26	10200	8200	1500
355 380	180	360	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355 380	180	420	200	120 x 100	28	70	18	40	19	10200	8200	1500
365 400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365 400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365 420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365 420	240	400	200	120 x 100	48	117	28	67	33	25000	8400	1500
365 420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375 420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375 420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435 520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465 520	240	460	220	150 x 100	☐	☐	☐	☐	☐	28000	11000	2000
490	240	508	240	140 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	30000	12500	3000
400 440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
410 440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410 440	260	400	200	160 x 100			52	127	62	30000	11000	1500
410 440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	85	41	30000	11000	1500
433 540	260	460	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	13000	2000
465 540	260	460	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	32000	12800	2500
530	260	500	240	160 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	33000	14000	3000
400 440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400 440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410 440	260	430	200	120 x 100			52	127	62	33000	12500	1500
410 440	260	430	200	140 x 100	66	165	38	85	46	33000	12500	1500
460 540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470 540	260	520	220	150 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	36000	14000	3000
540	260	520	240	200 x 120	☐	☐	☐	☐	☐	38000	18000	5000
590	260	520	280	250 x 140	☐	☐	☐	☐	☐	38000	19500	7000


 Symbole wheelchair de la norme internationale de l'accessibilité aux personnes handicapées (ISO 7010). Les appareils sont fournis en conformité avec la norme EN 81-1, 2011 et les normes européennes relatives à la sécurité des personnes handicapées. Les données techniques sont données à titre indicatif et peuvent varier sans préavis. Les performances sont données à titre indicatif et peuvent varier sans préavis. Les données techniques sont données à titre indicatif et peuvent varier sans préavis.

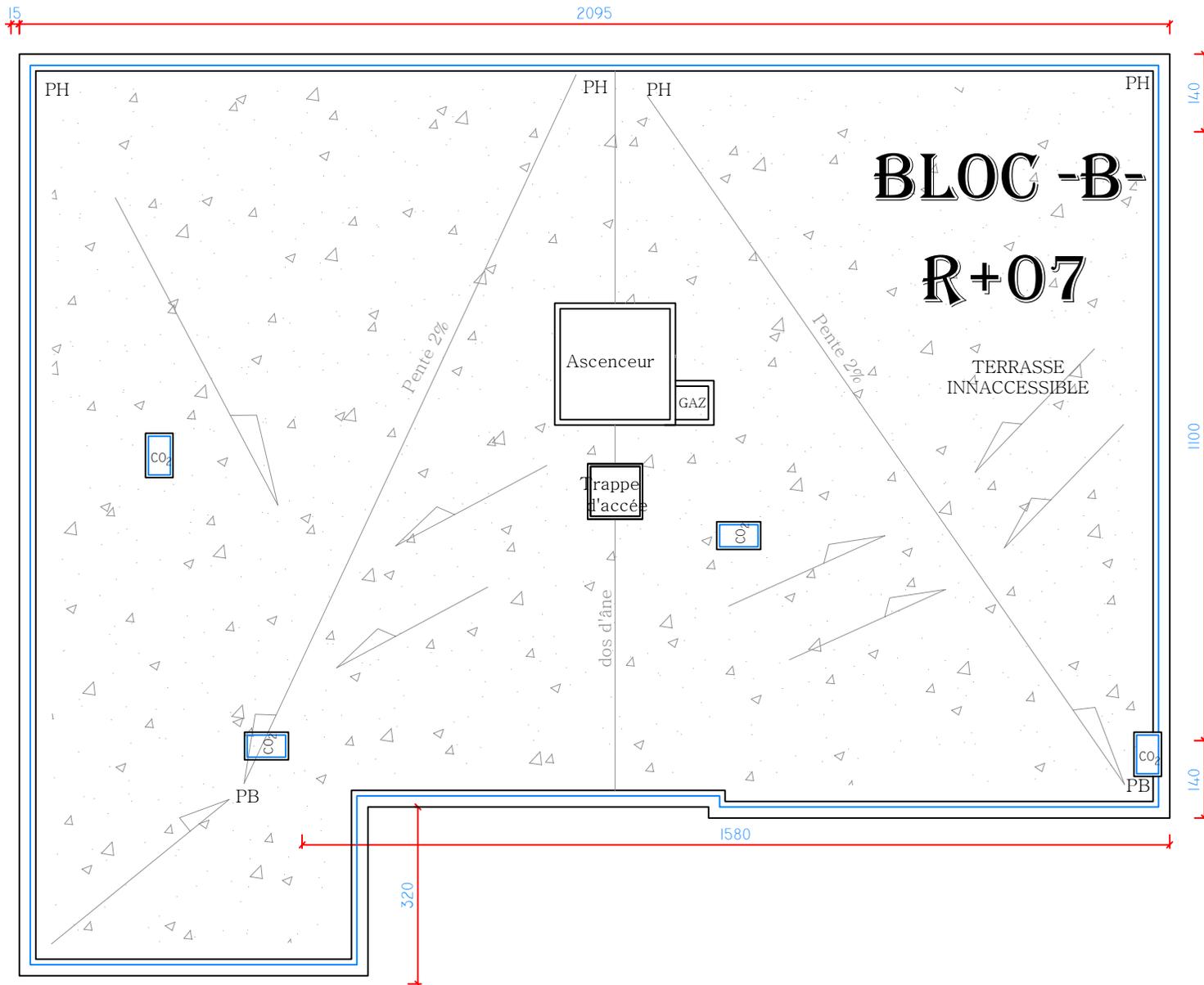


**Plan de  
La structure**

# Plan De 1' Etage Courant



# Plan De toiture





Façade Principale



Façade Laterale



Coupe B-B

## Résumé :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment constitué un rez-de-chaussée à usage commercial et (07) étages à usage d'habitation, sera implanté à la wilaya de BOUIRA. Cette ville est classée par le RPA99/V2003 comme une zone moyenne sismique (IIa).

La résistance de la structure aux sollicitations horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement mixte en béton armé.

Le dimensionnement et le ferrailage de tous les éléments résistants ont été conformes aux règlements algériens en vigueur (RPA99/V2003, BAEL91/99, CBA93....etc.)

Le calcul des différents efforts sous l'effet des sollicitations statiques et dynamiques a été réalisé automatiquement moyennant le logiciel (ETABS/2016) aussi que les dessins ce fait par AUTOCAD 2013.

Et finalement, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

## ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز بناية مكونة من طابق ارضي لغرض التجارة و سبع طوابق من اجل السكن في ولاية البويرة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية حسب مركز دراسة هندسة الزلازل الجزائري.

قياس و تسليح هذه البناية و مختلف العناصر الأساسية تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها حسب مقياس دراسة هندسة الزلازل الجزائري المعدل بعد زلزال 21 ماي 2003 و مقياس الاسمنت المسلح و الخرسانة المسلحة في الحالات الحدية.

كما تم نمذجة البناية باستعمال البرنامج التطبيقي للعناصر المنتهية أما عملية الرسم تمت باستعمال طريقة الرسم التقني.

و في الاخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات.